

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – UFMG  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
BELO HORIZONTE – MG

**AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE  
FUNDAÇÕES DE TORRES ESTAIADAS  
EM LINHAS DE TRANSMISSÃO**

ENG.: CRYSTHIAN PURCINO BERNARDES AZEVEDO

ORIENTADORA: PROF. SOFIA MARIA CARRATO DINIZ, PhD

BELO HORIZONTE - MG

JANEIRO 2007

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES DE  
TORRES ESTAIADAS EM LINHAS DE TRANSMISSÃO"**

Crysthian Purcino Bernardes Azevedo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

---

Profa. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz  
DEES - UFMG - (Orientadora)

---

Prof. Dr. Ney Amorim Silva  
DEES - UFMG

---

Prof. Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes  
UFRGS

Belo Horizonte, 30 de janeiro de 2007

Crysthian Purcino Bernardes Azevedo

**AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE  
FUNDAÇÕES DE TORRES ESTAIADAS  
EM LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Engenharia Civil

Orientadora: Prof. Sofia Maria Carrato Diniz

Belo Horizonte  
Faculdade de Engenharia da UFMG

2007



## AGRADECIMENTOS

A professora Sofia pelos ensinamentos disponibilizados e pela dedicada atenção e exemplo de competência transmitido. Aos colegas de curso pelas perguntas oportunamente empregadas. Aos professores pelo dom do ensino e pela dedicada atenção. A todos os funcionários da Escola de Engenharia da UFMG que nos bastidores permitiram que o aprendizado fosse contínuo e duradouro.

Ao apoio e cooperação de Rogério Guimarães da ABB e pela permissão para assistir as aulas em horários comerciais.

Ao Sr. João Bianchi da TBE pela liberação para utilização dos resultados dos ensaios.

Ao Sr. Rubens Rocha da Solosconsult que me permitiu ausentar do trabalho para aquisição de novos conhecimentos.

A minha querida e amada esposa Keila que soube ter paciência e compreensão nas muitas vezes que levantei pelas madrugadas para estudar, e finais de semana trocando a sua amada companhia pelos livros. Obrigado pelo seu amor e dedicação.

*Então, falou Jesus às multidões e aos seus discípulos: Na cadeira de Moisés se assentaram os escribas e os fariseus. Fazei e guardai, pois, tudo quanto eles vos disserem, porém não os imiteis nas suas obras; porque dizem e não fazem. Atam fardos pesados [e difíceis de carregar] e os põem sobre os ombros dos homens, entretanto, eles mesmos nem com o dedo querem movê-los. Praticam, porém, todas as suas obras com o fim de serem vistos dos homens; pois alargam os seus filactérios e alongam as suas franjas. Amam o primeiro lugar nos banquetes e as primeiras cadeiras nas sinagogas, as saudações nas praças e o serem chamados mestres pelos homens. Vós, porém, não sereis chamados mestres, porque um só é vosso Mestre, e vós todos sois irmãos. (Mt. 23:1-8)*

Ao Deus da minha vida por ter mandado Jesus para morrer pelos meus pecados e pela nova vida que me deu. O homem velho se foi e o que resta hoje é um servo de Deus.

## DEDICATÓRIA

*À minha amada, maravilhosa e dedicada esposa Keila.*

*Ao fruto de nosso amor: João Crysthian.*

*Ao TODO PODEROSO DEUS soberano!*

## RESUMO

Neste trabalho, as linhas de transmissão são avaliadas a partir da Confiabilidade Estrutural com destaque às fundações tracionadas de torres estaiadas. A partir dos resultados de deslocamentos máximos e residuais obtidos em ensaios de arrancamento de fundações de estais, um tratamento estatístico-probabilístico é realizado. Distribuições de probabilidade são associadas aos valores de deslocamentos das fundações para cada tipo de solo padrão do projeto. Para a fundação de cada estai são avaliados dois modos de falha a saber, deslocamentos máximos excessivos e deslocamentos residuais excessivos. A partir de valores admissíveis para os deslocamentos, as probabilidades de falha relativas aos modos de falha avaliados são definidas. Na seqüência, a teoria da Confiabilidade de Sistemas é aplicada, primeiro para definição das probabilidades de falha do subsistema fundação do estai e o trabalho é concluído com a definição da probabilidade de falha das fundações dos estais de uma torre estaiada em cada tipo de solo padrão do projeto.

***Palavras-chave:*** *confiabilidade estrutural; métodos probabilísticos; projeto de fundações de Linhas de Transmissão.*

## ABSTRACT

In this work, the transmission lines are evaluated through of the structural reliability detaching the traction foundations of guyed towers. The statistic-probabilistic treatment is performed of the maximum and residual displacements obtained from foundations tests. The probability distributions are associated to foundation displacements to each type of project stander soil. To the foundation of the each guy are evaluated two fail modes, excessive maximum displacements and excessive residual displacements. The fail probability related to fail modes is defined. After this, the system reliability theory is applied, first to defined fail probabilities of subsystem guyed foundation and the work finishes with the defined of fail probability of guyed foundations in each standard soil type.

***Keywords:*** *design of foundation of transmission lines towers; probabilistic methods; structural reliability.*



## SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	iv
DEDICATÓRIA .....	v
RESUMO.....	vi
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS .....	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS .....	xix
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Apresentação do Problema .....	1
1.2 Importância do trabalho .....	5
1.3 Objetivos.....	5
1.4 Apresentação do trabalho.....	6
<b>2 LINHAS DE TRANSMISSÃO .....</b>	<b>9</b>
2.1 Elementos Básicos para os Projetos das LT's .....	9
2.2 Tipos de Estruturas .....	12
2.3 Carregamentos nas Torres .....	15
2.4 Demais Ações a Serem Consideradas.....	18
2.4.1 Cargas de Montagem e de Manutenção .....	19
2.4.2 Sismos.....	19
2.4.3 Recalque nas Fundações .....	19
<b>3 PROJETO DE FUNDAÇÕES .....</b>	<b>20</b>
3.1 Introdução .....	20
3.2 Elementos Necessários e Critérios de Projeto .....	21
3.2.1 Elementos Necessários .....	21
3.2.2 Ações nas Fundações .....	22
3.2.3 Ações Segundo NBR 8681/84 .....	23
3.2.4 Requisitos de um Projeto de Fundação.....	24
3.3 Alternativas de Fundações .....	24

3.4	Escolha da Alternativa de Fundação para LT .....	25
3.5	Noções Básicas do Procedimento de Cálculo .....	27
3.5.1	Análise de Estabilidade .....	27
3.5.2	Compressão .....	29
3.5.3	Arrancamento (Tração) .....	29
3.5.4	Tombamento .....	30
<b>4</b>	<b>PROJETO BASEADO EM CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....</b>	<b>32</b>
4.1	Introdução .....	32
4.2	Tipos de Incerteza .....	36
4.2.1	Incerteza Intrínseca .....	36
4.2.2	Incerteza Estatística .....	36
4.2.3	Incerteza de Modelo .....	37
4.3	O Problema Básico da Confiabilidade Estrutural .....	37
4.4	Confiabilidade de Sistemas .....	41
4.4.1	Introdução .....	41
4.4.2	Múltiplos Modos de Falha .....	41
	Limite Uni-Modal .....	43
	Limite Bi-Modal .....	46
4.4.3	Sistemas Redundantes e Não Redundantes .....	49
4.4.4	Árvore de Falha .....	50
4.5	Confiabilidade e Otimização .....	52
4.6	Determinação Empírica de Modelos de Distribuição .....	54
4.6.1	Introdução .....	54
4.6.2	Teste de Aderência Qui-Quadrado .....	55
<b>5</b>	<b>AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DE DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO.....</b>	<b>57</b>
5.1	Introdução .....	57
5.2	Sistema Norte-Nordeste .....	58
5.3	As Fundações .....	60
5.4	Ensaio de Arrancamento em Fundações de Torres Estaiadas .....	63
5.5	Detalhamento do Ensaio de Campo .....	65
5.5.1	Preparação do Terreno .....	65

5.5.2	Montagem do Tripé de Ensaio.....	66
5.5.3	Levantamento do Estai Provisório.....	66
5.5.4	Retirada do Grampo U do Estai Ensaiado e Alívio dos Outros Estais.....	69
5.5.5	Nivelamento do Tripé de Ensaio .....	70
5.5.6	Prova de Carga.....	72
5.6	Procedimento de Ensaio.....	76
5.7	Tratamento Estatístico .....	84
5.7.1	Parâmetros e Distribuições de Probabilidades.....	84
5.7.2	Covariância e Correlação entre os Modos de Falha .....	94
5.8	Probabilidade de Falha das Fundações .....	99
5.8.1	Falha no Subsistema Estai .....	100
5.8.2	Falha em uma Fundação de Torre Estaiada .....	102
5.8.3	Falha Nas Fundações dos Estais de Uma Torre Estaiada.....	102
<b>6</b>	<b>SUMÁRIO, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>106</b>
6.1	Sumário e Conclusões.....	106
6.2	Recomendações para Futuros Trabalhos .....	109
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>110</b>
	<b>APÊNDICE: CONCEITOS BÁSICOS DE PROBABILIDADE E</b>	
	<b>ESTATÍSTICA.....</b>	<b>114</b>
	Introdução .....	114
	Eventos.....	115
	Matemática da Probabilidade.....	116
	Regra da Adição.....	116
	Probabilidade Condicional.....	117
	Regra da Multiplicação .....	119
	Teorema da Probabilidade Total.....	119
	Estatística Aplicada na descrição das Variáveis Aleatórias.....	121
	Distribuições de Probabilidade .....	122
	FDP .....	122
	FCP .....	122
	Variáveis Aleatórias Múltiplas .....	124
	Distribuição de Probabilidade Condicional e Conjunta.....	125

Covariância e Correlação .....	129
Simulação de Monte Carlo .....	130

## LISTA DE FIGURAS

1.1	Sistema Elétrico .....	2
1.2	Sistema Linha de Transmissão e seus subsistemas (Componentes).....	4
1.3	Fluxograma de Desenvolvimento do Trabalho.....	8
2.1	Tipos de Torre: a) Autoportante; b) Estaiada.....	14
3.1	Equilíbrio Vertical ao Arrancamento.....	32
4.1	FDP para a resistência e o efeito do carregamento.....	39
4.2	O índice de confiabilidade e o ponto de projeto.....	40
4.3	Decomposição de E.....	47
4.4	Diagrama de Árvore de Falha.....	51
5.1	Mapa de Localização das Linhas de Transmissão.....	59
5.2	Dimensões das Fundações para Solos I, II e III.....	63
5.3	Cavas para assentamento das patas do Tripé de Ensaio.....	65
5.4	Fixação das duas pernas maiores na extremidade superior do tripé.....	66
5.5	Fixação da terceira pata do tripé.....	67
5.6	Fixação na torre do estai provisório.....	68
5.7	Estai provisório preso ao caminhão de turma.....	69
5.8	Alívio de tensão nos estais não ensaiados.....	70
5.9	Retirada do grampo U e do cabo do estai.....	71
5.10	Alinhamento do equipamento.....	71
5.11	Adição de madeira para nivelamento do equipamento.....	72
5.12	Detalhe da bomba hidráulica.....	73
5.13	Detalhe dos medidores de deslocamentos.....	74
5.14	Vista geral do ensaio.....	75
5.15	Detalhe da inclinação do estai ensaiado.....	75
5.16	Vista geral do ensaio – Bombeamento.....	76
5.17	Planilha de ensaio de arrancamento – Página 1/2.....	79
5.18	Planilha de ensaio de arrancamento – Página 2/2.....	80

5.19 Sistema Linha de Transmissão – Região de Atuação deste trabalho.....	82
5.20 Árvore de Falha Fundações de Estais.....	83
5.21 Distribuição Weibull – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo I.....	85
5.22 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo I.....	87
5.23 Distribuição Weibull – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo II.....	88
5.24 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo II.....	90
5.25 Distribuição Lognormal – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo III.....	92
5.26 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo III.....	94
5.27 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo I.....	98
5.28 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo II.....	98
5.29 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo III.....	99
5.30 Falha Subsistema Estai.....	100
5.31 Falha nas Fundações dos estais.....	103
A.1 Diagrama de Venn de dois conjuntos “E <sub>1</sub> ” e “E <sub>2</sub> ”.....	117
A.2 Diagrama de Venn com dois eventos: “A” e “E <sub>1</sub> ”, “E <sub>2</sub> ”, ..., “E <sub>n</sub> ”.....	120

## LISTA DE TABELAS

5.1	Parâmetros Geotécnicos de Projeto dos Solos Argilo-Arenosos.....	61
5.2	Parâmetros Geotécnicos de Projeto dos Solos Arenosos.....	61
5.3	Tipos de Fundação por Tipo de Solo.....	62
5.4	Quantitativo de Ensaios de Arrancamento por LT. ....	64
5.5	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Máximos em Solo I.....	85
5.6	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo I.....	85
5.7	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Máximos em Solo II.....	86
5.8	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Residuais em Solo II.....	87
5.9	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Gama - Deslocamentos Residuais em Solo II.....	89
5.10	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo II.....	89
5.11	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Lognormal - Deslocamentos Máximos em Solo III.....	91
5.12	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Residuais em Solo III.....	92
5.13	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Lognormal - Deslocamentos Residuais em Solo III.....	93
5.14	Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo III.....	93
5.15	Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo I.....	95
5.16	Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo II.....	96

5.17	Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo III.....	96
5.18	Covariância e Correlação Modos de Falha da Fundação.....	97
5.19	Probabilidade de Falha por Modo de Falha.....	101
5.20	Probabilidade de Falha de Cada Fundação de Estai.....	102
5.21	Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais - Modos de Falha Perfeitamente Correlacionados.....	104
5.22	Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais - Modos de Falha Estatisticamente Independentes.....	104
5.23	Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais.....	105



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
A	Evento “A”
$B_L$	Benefício líquido
$B_{LV}$	Benefício líquido ao longo da vida útil
$C_f$	Custo associado à falha
$C_i$	Custo inicial
$C_{insp}$	Custo da inspeção
$C_r$	Custo do reparo
$C_{LU}$	Custo Líquido ao longo da vida útil da estrutura
$C_{VU}$	Custo Total ao longo da vida útil da estrutura
$C_{VU}$	Custo Total ao longo da vida útil da estrutura
D	Demanda
$D_{MAX-EXC}$	Deslocamento Máximo Excessivo
$D_{RES-EXC}$	Deslocamento Residual Excessivo
$d_{mín}$	Distância Mínima da Origem
E	Evento
$E_1$	Medidor de Deslocamento “1”
$E_2$	Medidor de Deslocamento “2”
$E_i$	Evento “i”
$E_j$	Evento “j”
$\overline{E}_j$	Complemento do Evento “j”
$f_{X,Y}(x,y)$	Função Densidade de Probabilidade Conjunta das Variáveis X e Y
$f_{R,S}(r,s)$	Função Densidade de Probabilidade Conjunta das Variáveis R e S
$f_S(s)$	Função Densidade de Probabilidade da Variável S
$F_a$	Carga de tração (arrancamento)
$F_R(\cdot)$	Função de Distribuição de Probabilidade Acumulada da Variável R
$f_y$	Tensão de Escoamento
$g(X)$	Função de Desempenho

$M_e$	Momento Estabilizante
$M_t$	Momento de Tombamento
$n$	Tamanho da amostra
$P$	Probabilidade
$P(E)$	Probabilidade do Evento “E”
$P_s$	Peso do volume de solo do tronco de cone Probabilidade de Sobrevivência
$P_f$	Probabilidade de Falha
$P_{tub}$	Peso próprio do tubulão
$Q_i$	Iésima Ação Nominal
$R$	Resistência
$R_n$	Resistência Nominal
$S$	Solicitação Suprimento Evento certo
$s$	Desvio padrão amostral
$X$	Vetor de Variáveis Básicas Variável aleatória
$X_i$	Variáveis Básicas de Projeto
$x$	Valor admitido para a variável aleatória $X$
$Y$	Variável aleatória
$y$	Valor admitido para a variável aleatória $Y$
$\alpha$	Nível de significância Ângulo do Cone de Arrancamento
$\beta$	Índice de Confiabilidade
$\phi$	Fator de Minoração da Resistência Evento Impossível
$\phi_c$	Fator de Minoração da Resistência do Concreto
$\phi_s$	Fator de Minoração da Resistência do Aço
$\Phi(.)$	Função de Distribuição Acumulada da Variável Normal Padrão
$\rho_{ij}$	Correlação
$\sigma$	Tensão

	Desvio padrão populacional
$\sigma_{adm}$	Tensão Admissível
$\sigma_{lim}$	Tensão Limite
$\gamma_m$	Fator do Material
$\gamma$	Fator de Majoração das Ações
$\gamma_i$	Fator de Majoração da iésima Ação
$\mu$	Média populacional

## LISTA DE ABREVIATURAS

Abreviatura	Descrição
AAF	Análise da Árvore de Falha
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C.S.T.	Coefficiente de Segurança ao Tombamento
FCP	Função Cumulativa de Probabilidade
FDP	Função Densidade de Probabilidade
FDC	Função Distribuição Conjunta
FM	Função Massa
FMPC	Função Massa de Probabilidade Conjunta
F.S.	Fator de Segurança
FORM	“First Order Reliability Method”
FOSM	“First Order Second Moment”
LT	Linha de Transmissão
$M_e$	Momento Estabilizante
$M_t$	Momento de Tombamento
N.A.	Nível de água
NBR	Norma Brasileira
$N_{SPT}$	Número de Golpes no ensaio SPT
SORM	“Second Order Reliability Method”
SPT	“Standard Penetration Test”

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O crescimento econômico de um país depende da oferta de energia a custos competitivos e suprimento garantido. A importância da utilização de recursos renováveis é destacada com as devidas precauções na preservação do meio ambiente focando sempre o desenvolvimento sustentável. O Brasil possui alto potencial hidráulico; entretanto, o aumento da distância dos pontos de geração aos centros consumidores é verificado, acarretando grande importância à transmissão da energia.

A energia elétrica pode ser produzida através de usinas hidroelétricas, termoelétricas, nucleoeletricas ou através de sistemas eólicos e solares. O sistema elétrico pode

resumidamente ser subdividido em três etapas: produção, transmissão e distribuição de energia, conforme pode ser observado na Fig. 1.1.

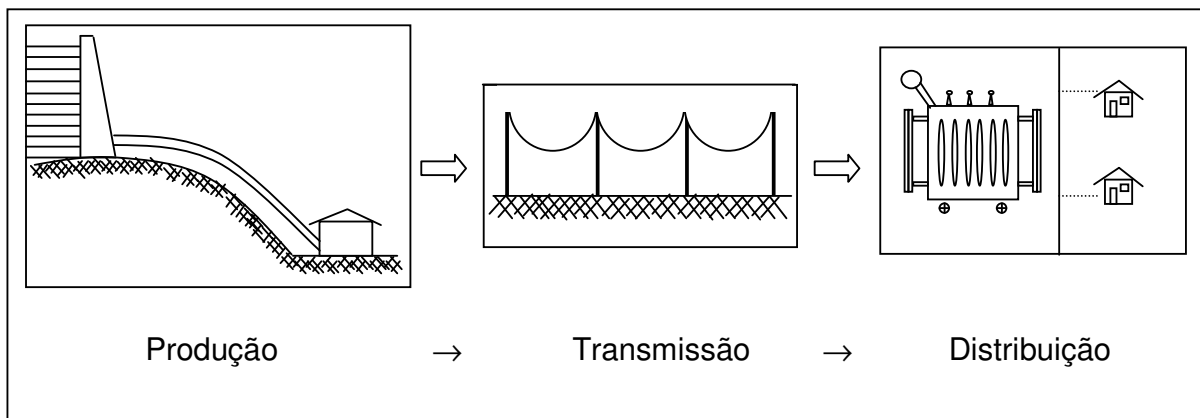


FIGURA 1.1 Sistema Elétrico.

A etapa de transmissão de energia é efetuada através das LT (Linhas de Transmissão). O projeto de linhas de transmissão começa com estudo de viabilidade técnica e econômica visando uma minimização do custo de transporte associada a um alto padrão de qualidade dos serviços. Para maiores extensões de LT, as tensões são elevadas no intuito de reduzir as perdas de energia elétrica. Porém, esta prática implica na elevação dos carregamentos mecânicos, estruturas pesadas e maiores volumes para as fundações.

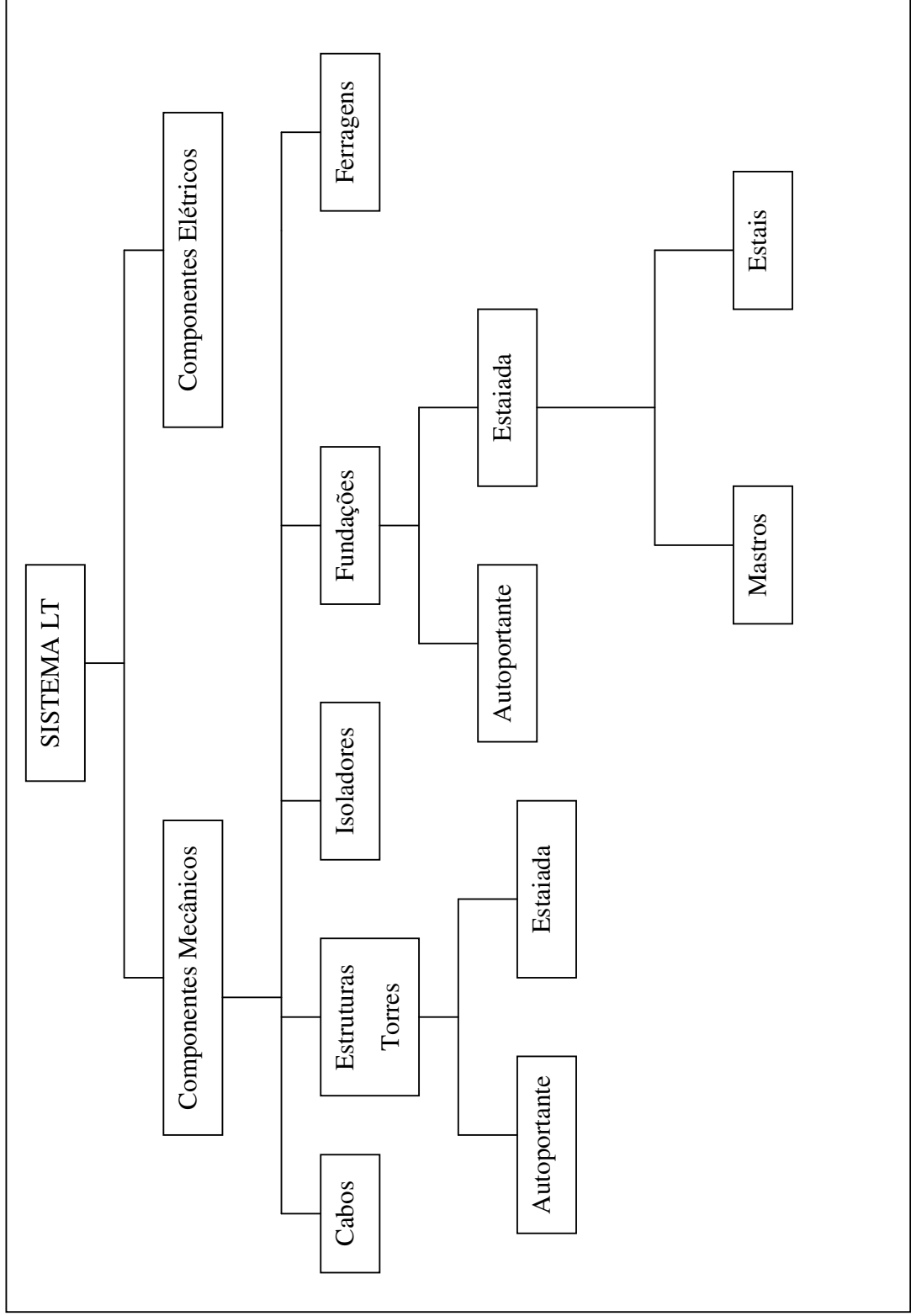
A viabilidade do projeto é avaliada a partir de vários fatores, dentre os quais podem ser destacados: o custo da desapropriação das terras ao longo do traçado da LT, a topografia, o custo e a capacidade de transmissão de energia, o capital disponível e as características geotécnicas. Os estudos de viabilidade técnica e econômica são na verdade anteprojetos onde são definidos: a classe de tensão da LT, os modelos das estruturas das torres, os materiais e os diâmetros dos cabos condutores e pára-raios, as cadeias de isoladores, etc. Após estes estudos, inicia-se o projeto mecânico onde são determinados todos os esforços atuantes sobre os membros constituintes. O projeto mecânico pode ser subdividido em três

fases básicas: (1) Projeto dos cabos e da distribuição das torres sobre os perfis dos terrenos; (2) Projeto estrutural das torres; e (3) Projeto das fundações.

O custo total de um empreendimento é calculado pela soma do custo inicial de implantação, custo de manutenção, custo de inspeção e os custos associados aos distintos modos de falha. Entretanto, o que pode ser observado no mercado é uma excessiva preocupação com o custo inicial sem levar em conta os demais custos envolvidos. Os custos iniciais de uma LT podem ser reduzidos ao otimizarmos os projetos de fundações. Portanto, necessita-se um maior comprometimento em pesquisas que objetivam o aperfeiçoamento de ferramentas que levem em conta o desempenho real dos materiais e carregamentos envolvidos. Os conceitos de confiabilidade estrutural constituem poderosa ferramenta para a tomada de decisão racional de projetos de LT.

O sistema linha de transmissão é composto de vários componentes (subsistemas). Conforme mostrado na Fig. 1.2 a seguir podem ser constatadas várias origens de falha no sistema: componentes elétricos (que não serão abordados neste trabalho) e componentes mecânicos (cabos, estruturas das torres autoportantes e estaiadas, isoladores, ferragens (componentes utilizados em sua maioria para fixação de cabos nas torres), fundações de torres autoportantes, fundações de mastros e estais de torres estaiadas, etc.). A característica essencial deste sistema é que a falha em qualquer componente implicará a falha do sistema como um todo, que por definição é o conceito de um sistema dito em série. Atualmente, muitos estudos de confiabilidade, por exemplo, MENEZES (1988), MENEZES e SILVA, (2000) e MENEZES e SILVA (2001) são conduzidos em âmbito nacional porém no mais das vezes tais estudos destacam o desempenho elétrico e as estruturas de suporte metálico. Internacionalmente, conceitos probabilísticos vêm sendo aplicados a estruturas de fundações de LT's conforme KULHAWY et al (2004). Porém nacionalmente, o Brasil carece de estudos nesta área.

FIGURA 1.2 Sistema Linha de Transmissão e seus Subsistemas (Componentes)





## 1.2 IMPORTÂNCIA DO TRABALHO

Na grande maioria das linhas de transmissão (onde não existam restrições ambientais e de topografia), a incidência de torres estaiadas é bem maior do que as autoportantes. Isto ocorre devido ao menor peso e conseqüentemente menores custos das torres estaiadas. Tais torres apresentam um ou dois mastros e quatro estais. Desta maneira, a grande maioria das fundações de uma linha de transmissão é de estais. Além disso, dada a complexidade da interação solo-estrutura, tem sido reconhecido que o comportamento de tais fundações demandam estudos mais aprofundados.

Neste trabalho, a partir dos resultados de 471 (quatrocentos e setenta e um) ensaios de arrancamento em fundações estaiadas de LT foi executada a avaliação probabilística dos deslocamentos destas fundações abordando conceitos de Confiabilidade de Sistemas. Como resultado final será apresentada a estimativa da probabilidade de falha de fundações de estais do Sistema Linha de Transmissão no qual foram realizados estes ensaios.

## 1.3 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é a estimativa da probabilidade de falha das fundações dos estais de torres estaiadas de um Sistema de Transmissão de Energia tomando limites fixos como valores admissíveis para deslocamentos máximos e residuais das fundações. Neste intuito, alguns passos se mostraram importantes tais como a determinação de distribuições de probabilidade para os deslocamentos máximos e residuais das fundações tracionadas de torres estaiadas, bem como o cálculo de correlações entre os modos de falha para a aplicação da Confiabilidade de Sistemas.

## 1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Diante do problema apresentado, destacada a importância deste estudo e em destaque os objetivos aqui traçados, foram seguidas as seguintes etapas e metodologia de trabalho conforme mostra a Fig. 1.3.

Inicialmente, no capítulo 2 – Linhas de Transmissão, o projeto de LT será apresentado em âmbito geral. Neste ponto serão avaliados conceitos técnicos dos termos mais utilizados no presente trabalho. Além do mais, os esforços mecânicos são apresentados e as hipóteses de cálculo comumente avaliadas em um projeto de Linhas de Transmissão.

No capítulo 3 – Projeto de Fundações é feita uma avaliação dos processos de cálculo de fundações de Torres de Linhas de Transmissão.

No capítulo 4 – Ensaio de Arrancamento em Fundações de Torres Estaiadas é apresentado o procedimento de execução dos ensaios (carregamentos, deslocamentos, equipamentos, etc.) e quantitativos indicando a localização dos testes.

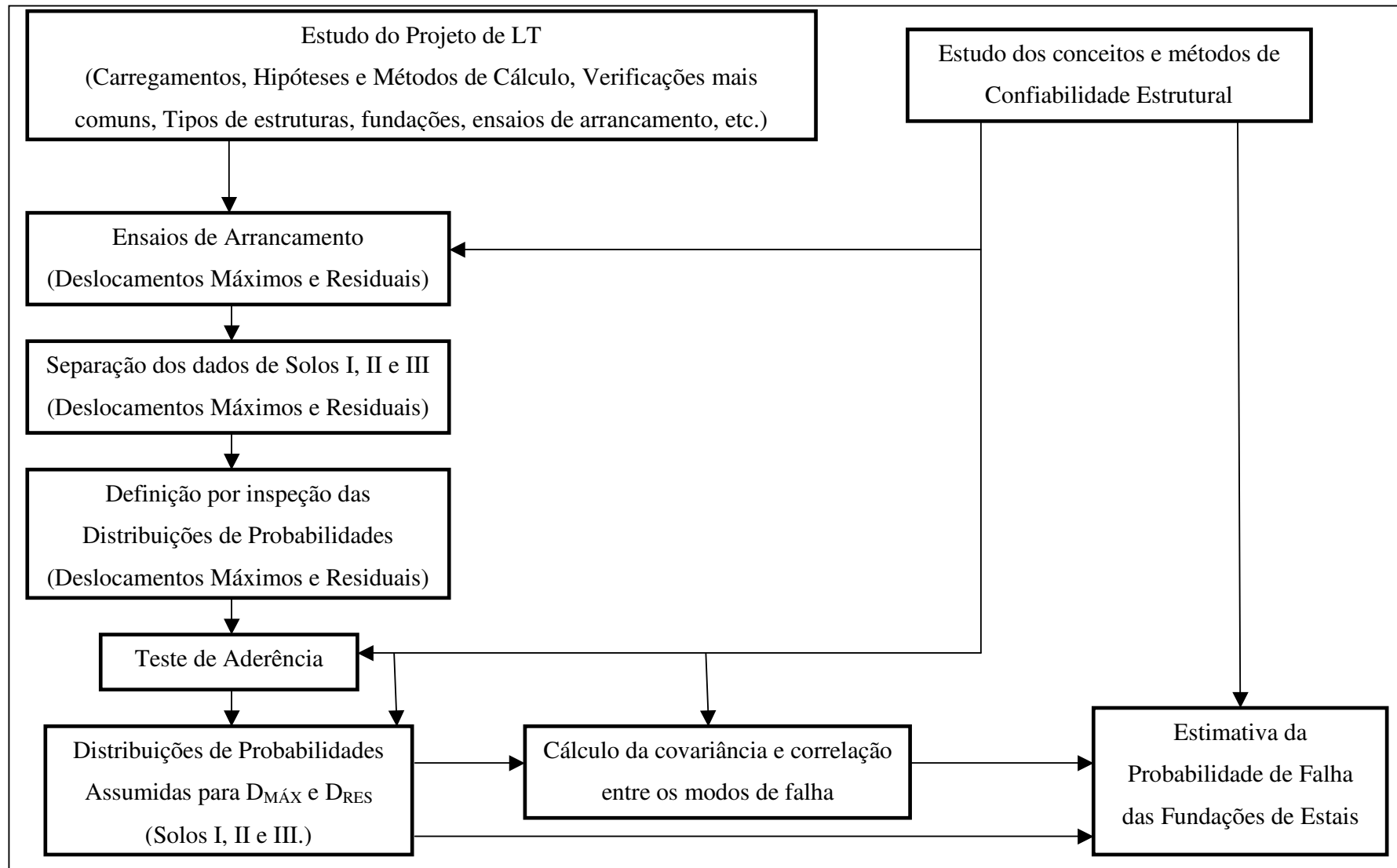
No capítulo 5 – Projeto Baseado em Confiabilidade Estrutural, a princípio é apresentado o problema básico da confiabilidade das estruturas (confiabilidade de componentes) que é garantir que o “suprimento” seja superior à “demanda” ao longo da vida útil da estrutura. Em um segundo momento, os conceitos de Confiabilidade de Sistemas são abordados.

No capítulo 6 – Avaliação Probabilística de Deslocamentos de Fundações de Linhas de Transmissão é abordado o caso específico de falhas em fundações de LT's no Sistema de Interligação Norte-Nordeste sob o enfoque da Confiabilidade de Sistemas.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões oriundas desta pesquisa.

No apêndice – Conceitos Básicos em Confiabilidade Estrutural são apresentados conceitos iniciais de estatística e probabilidade que servem de suporte para toda a teoria subsequente.

FIGURA 1.3 Fluxograma de Desenvolvimento dos Trabalhos



# 2

## LINHAS DE TRANSMISSÃO

### 2.1 ELEMENTOS BÁSICOS PARA OS PROJETOS DAS LT'S

O projeto mecânico é iniciado após os estudos de otimização, quando a definição já tenha sido tomada para classe de tensão, tipos de estruturas, diâmetros e composições dos cabos condutores e pára-raios, cadeias de isoladores, ferragens, etc. Segundo ALMEIDA et al. (1992), entende-se por projeto mecânico de uma linha de transmissão, a determinação de todos os esforços atuantes sobre os elementos de que se compõe, efetuar seu dimensionamento adequado, produzir desenhos de detalhes construtivos e de montagem e as respectivas especificações e instruções.

As linhas aéreas de transmissão constam fundamentalmente de duas partes distintas. Uma parte ativa, representada pelos cabos condutores, que servem de guias aos campos elétricos

e magnéticos, agentes do transporte de energia; e uma parte passiva, constituída pelos isoladores, ferragens e estruturas (torres e fundações), que assegura o afastamento dos condutores do solo e entre si. Existem outros acessórios tais como os cabos pára-raios e aterramentos, destinados a interceptar e descarregar ao solo as sobretensões de origem atmosférica, que, de outra forma, atingiriam os condutores, provocando falhas e a interrupção dos serviços.

Ainda segundo ALMEIDA et al. (1992), o projeto mecânico de uma linha de transmissão não cuida só do dimensionamento de todos os seus elementos, de forma a assegurar seu bom funcionamento face às solicitações de natureza mecânica a que são submetidos, como também de sua amarração ao terreno que atravessa. Na implantação de uma linha de transmissão, o primeiro passo é a definição do traçado a ser percorrido. Definida a faixa de domínio (faixa de implantação da LT compreendida de uma distância igual à direita e à esquerda do eixo de implantação com valor dependente das características do sistema), executa-se o levantamento topográfico, constituindo na obtenção do perfil do terreno, levantamento cadastral das propriedades, indicação de obstáculos, acidentes, moradias, etc. Este ponto é importante para que indesejáveis relocações de estruturas em fase adiantada de projeto sejam evitadas.

A partir destas informações procede-se a locação das torres neste perfil. Neste ponto, podem ser citados algumas diretrizes ou procedimentos segundo AZEVEDO (2004):

- minimizar a quantidade de torres;
- espaçar as torres de maneira uniforme;
- garantir a distância mínima dos cabos ao solo;
- evitar paralelismo da LT com outras linhas de transmissão, linhas férreas, cercas de arames, etc;
- evitar locação de torres em locais impróprios, como terrenos muito íngremes, terrenos com processos francos de erosão, brejos, beiras de lagos ou rios, etc.

Definida a locação das torres são obtidos os carregamentos e conseqüentemente os esforços solicitantes nas estruturas (Ponto a ser melhor avaliado no próximo capítulo) . Calculadas as estruturas, obtêm-se os esforços nas fundações e se procede à interação solo-estrutura de maneira a obter projetos otimizados.

Quanto ao aspecto geotécnico é importante dar destaque à variabilidade natural dos tipos de solos encontrados ao longo de traçados de uma LT. No caso brasileiro, devido à grande extensão do território nacional e a empreendimentos multinacionais envolvendo países limítrofes, os comprimentos das LT podem variar de poucas centenas de metros até milhares de quilômetros. Desta forma, a presença de uma grande diversidade geológico-geotécnica é observada. Em um mesmo traçado podem-se encontrar terrenos distintos tais como arenosos, argilosos, pantanosos, inundáveis e também rochosos. Tal condição implica na execução de projetos civis específicos para cada tipo de solo encontrado. Sendo assim, o conhecimento técnico do desempenho das estruturas de torres em distintos tipos de solos é de extrema relevância.

Como já foi dito, a grande variabilidade das características geotécnicas de um traçado de Linhas de Transmissão acarreta projetos estruturais das fundações diferenciados para cada tipo de solo. As dimensões destas fundações são variáveis devido aos parâmetros do solo local. Como medida de padronização alguns tipos de solos são previamente determinados e definidos por intervalos de seus parâmetros geotécnicos. Para cada tipo de solo são projetadas fundações correspondentes. O desempenho das bases das estruturas de torres estaiadas é avaliado a partir de ensaios no campo sob carregamentos axiais de tração (ensaios de arrancamento). Deslocamentos máximos (sob carregamento máximo de projeto) e deslocamentos residuais (após descarregamento) das fundações são medidos e comparados com valores admissíveis definidos a partir da experiência em projetos similares. Estes ensaios são utilizados como critério de aprovação das fundações executadas. O não atendimento de tais limites de deslocamentos implica na execução de nova fundação. Os deslocamentos máximos e os deslocamentos residuais das fundações são

variáveis aleatórias. Sendo assim, podem ser associadas distribuições de probabilidades a partir dos valores encontrados.

Linhas de Transmissão são dispostas seqüencialmente, como sistemas em série. Um sistema em série é composto por componentes nos quais sua falha individual implica na falha do todo. Sendo assim, o conjunto de todas as estruturas de torres com seus respectivos cabos e acessórios compõem o sistema Linha de Transmissão. Cada parte deste sistema é um componente do sistema. Desta forma, cada torre é um subsistema do sistema Linha de Transmissão. Cada torre possui fundações, as quais são componentes do subsistema Torre. A falha em qualquer componente implica na falha dos sistemas aos quais eles pertencem. Deste modo, a falha no componente fundação implica na falha de seu sistema torre e a falha na torre implica na falha do sistema maior Linha de Transmissão.

Segundo a IEC 60826, a metodologia dos projetos de sistemas é baseada na concepção de que uma linha de transmissão é projetada como um sistema feito de vários subcomponentes tais como torres, fundações, ferragens, etc. Este tipo de avaliação leva em conta a confiabilidade de cada componente e verificada a falha em um subcomponente implica a falha em todo o sistema. Outra importante constatação é que as falhas em fundações (seja ela de qualquer origem) são de maiores dificuldades de manutenção e intervenção. Sendo assim, a seqüência preferencial de falha passa pela torre e a fundação é seu último ponto. Em resumo, uma linha de transmissão é projetada para que as fundações sejam preferencialmente as últimas a falharem.

## **2.2 TIPOS DE ESTRUTURAS**

Segundo GONTIJO (1994), as estruturas metálicas de linhas de transmissão podem ser classificadas como a seguir:

- Quanto ao número de circuitos: torres com um ou dois circuitos;



- Quanto à disposição dos condutores: disposição triangular, vertical e horizontal;
- Quanto à função na linha:
  - *Estrutura de Suspensão*: As torres funcionam como uma estrutura de sustentação dos cabos condutores, suspensos através das cadeias de isoladores, e dos cabos pára-raios, suspensos por aparelhos. Estas são utilizadas em maior quantidade na linha e usadas em alinhamento ou pequeno ângulo;
  - *Estrutura de Ancoragem*: Estas torres são utilizadas para ancoragem dos cabos. Pode ser classificada como terminal, quando usada nas extremidades da linha de transmissão, ou como estrutura de ancoragem intermediária, quando colocada entre as estruturas de suspensão (apoio de cabos). Serve ainda como ponto de tracionamento, além de evitar o efeito cascata;
  - *Estrutura em Ângulo*: é utilizada em locais onde existe a necessidade de mudança de direção da linha de transmissão;
  - *Estrutura de Derivação*: É utilizada caso seja necessária uma derivação em um ponto da linha;
  - *Estrutura de Transposição*: É utilizada para assegurar a simetria elétrica de uma linha obtida com a rotação das fases.
- Quanto à tensão da linha: um dado muito importante para o projeto de uma estrutura é a tensão de operação da linha de transmissão. Quando a capacidade de transporte de energia é aumentada através da elevação da tensão e maiores distâncias elétricas destes cabos às partes não energizadas são necessárias;
- Quanto ao formato: as estruturas podem ser:
  - *Tronco-piramidal de circuito simples*;
  - *Tronco piramidal de circuito duplo*;
  - *Delta*;
  - *Delta (Cara de Gato)*;
  - *Estaiada*..
- Quanto à forma de resistência das estruturas: São classificadas como autoportantes e estaiadas (Fig. 2.1a e 2.1b, respectivamente). As estruturas autoportantes são

usadas em todas as funções na linha e as estaiadas somente como estruturas de suspensão. As torres autoportantes apresentam quatro pernas apoiadas diretamente no solo e são mais pesadas que as estaiadas. Estas últimas apresentam apenas o(s) mastro(s) apoiado(s) diretamente no solo. O nome estaiada se dá pelo fato de cabos (estais) partirem de sua extremidade superior em direção ao terreno onde são fixados em tirantes com fundações resistentes aos esforços de tração característicos destas estruturas.



a)



b)

FIGURA 2.1 Tipos de Torre: a) Autoportante; b) Estaiada.

Na grande maioria das linhas de transmissão (onde não existam restrições ambientais e topográficas), a incidência de torres estaiadas é bem maior do que as autoportantes. Isto é

devido ao menor peso e conseqüentemente menores custos de construção das torres estaiadas. As fundações dos mastros de torres estaiadas estão sujeitas aos carregamentos de flexão e compressão. Além destas, há quatro estais com fundações em arrancamento. Com isso, pode-se concluir que a grande maioria das fundações de uma linha de transmissão é de estais. Em geral, as fundações de obras de engenharia estão sob influência de ações de compressão e tombamento, sendo as em arrancamento carentes de estudos mais aprofundados.

### **2.3 CARREGAMENTOS NAS TORRES**

Segundo GONTIJO (1994), os esforços mecânicos que freqüentemente atuam em uma torre de linha de transmissão são:

- Cargas devidas à pressão do vento exercida sobre a estrutura, cadeias de isoladores, cabos condutores e cabos pára-raios;
- Carga devida ao peso dos cabos, ferragens e da estrutura;
- Cargas em torres de ângulo, devidas à componente transversal da força de tração dos cabos;
- Cargas especiais que ocorrem durante a construção e manutenção.

O carregamento devido ao peso próprio é obtido com a divisão da estrutura em painéis. O peso de cada painel é calculado e multiplicado pelo seu coeficiente de ponderação. A determinação dos esforços devido à ação do vento na estrutura e nos cabos é feita conforme a NBR 5422 (ABNT, 1985). Os esforços provocados pela ação do vento nos cabos e nas cadeias de isoladores são aplicados nos pontos de sua fixação na estrutura. A ação do vento em um suporte é feita com a decomposição em painéis de comprimento inferior a 10 metros aplicando as cargas nos centros de gravidade. A velocidade do vento é corrigida em função

da altura do painel considerado. Os coeficientes de ponderação adotados para a ação do vento nas estruturas variam de acordo com a especificação do cliente.

Em GONTIJO (1994) destaca que as cargas nos pontos de fixação dos cabos podem ser distinguidas em:

- *Cargas Verticais (V)*: São cargas devidas ao peso dos cabos e acessórios.
- *Cargas Transversais (T)*: São forças devidas à ação do vento nos cabos, cadeias de isoladores e ferragens e, também, às componentes transversais das forças de tração dos cabos nas torres de ângulo.
- *Cargas Longitudinais (L)*: São forças devidas ao rompimento de cabos ou à tração dos cabos condutores e pára-raios em torres de fim de linha.

Em SILVA e SILVA (1991) pode ser observada uma sugestão para definição das hipóteses básicas de cálculo mais utilizadas para uma torre de linha de transmissão descrita a seguir:

- *Hipótese Básica 1*: Consideram-se os cabos intactos com vento máximo em qualquer direção; em geral, verifica-se apenas nas direções transversal, longitudinal e a 45°.
- *Hipótese Básica 2*: Considera-se a ruptura de um cabo pára-raios com aplicação do vento com velocidade reduzida. Quando a torre for projetada para suportar dois cabos pára-raios, existirão duas hipóteses: uma para o rompimento do cabo da esquerda e outra para o rompimento do cabo da direita.
- *Hipótese Básica 3*: Considera-se a ruptura de um cabo condutor em qualquer posição com aplicação do vento com velocidade reduzida. Esta condição irá gerar um número de hipóteses igual ao número de condutores.

- *Hipótese básica 4*: Consideram-se as cargas devidas ao lançamento dos cabos condutores e pára-raios.

Segundo GONTIJO (1994), em torres utilizadas em circuito duplo, estas hipóteses básicas deverão ser verificadas para condições de um único circuito montado. Além disso, todas as hipóteses básicas anteriores deverão ser verificadas com as condições de carga vertical máxima e reduzida. As solicitações máximas de tração nas fundações ocorrem com a condição de carga vertical reduzida.

Após a análise estrutural, os esforços nominais em cada elemento de barra e nas ligações são definidos permitindo os seus dimensionamentos e detalhamentos. Neste ponto são produzidos desenhos de detalhes construtivos e de montagem, suas especificações e instruções técnicas. As cargas nas fundações são também obtidas e encaminhadas ao engenheiro responsável pelo projeto das bases. Ao calculista das fundações cabe a definição estrutural e geotécnica das bases de apoio das torres de linhas de transmissão. Os dados de entrada são as propriedades geotécnicas do solo (relatório de sondagem, resistência ao cisalhamento, intercepto de coesão, ângulo de atrito interno, tensão admissível à compressão, peso específico, etc.), os carregamentos oriundos das estruturas e as características físicas e mecânicas dos materiais a serem empregados nas fundações (concreto simples, concreto armado, aço, reaterro, etc.).

De posse dos carregamentos obtidos na análise estrutural das torres, definem-se as hipóteses mais desfavoráveis dos carregamentos: vertical, horizontal longitudinal e transversal. Estes valores são adotados como carregamentos atuantes nas fundações. Para o cálculo das fundações das torres de uma LT, apenas após o projeto de locação das estruturas, da exata definição das posições das fundações, é que há condições de definir as variáveis do projeto: esforços solicitantes, alturas e tipos de estruturas, ângulos, travessias, vãos, natureza do terreno e vegetação, nível do lençol freático, etc. O projetista das fundações deverá considerar: (i) os esforços que as bases devem absorver, (ii) os fenômenos naturais sobre as estruturas das fundações, e (iii) as características geotécnicas

do terreno. A partir destas considerações o tipo de fundação será selecionado, projetado e detalhado. Dentre as várias formas que podem ser adotadas destacam-se grelhas metálicas, sapatas, tubulões (com ou sem bases alargadas), blocos, estacas, etc.

Segundo ALMEIDA, et al. (1992), cada tipo de solicitação transmite um tipo de esforço ao terreno. É responsabilidade da estrutura de fundação distribuir tais solicitações, de forma que os esforços transmitidos ao terreno sejam inferiores aos limites do mesmo. Os tipos mais comuns de carregamentos de reação do terreno são:

- *Compressão*: Tem a tendência de causar um afundamento do terreno, e conseqüentemente da estrutura.
- *Tração*: Tem a tendência de levantar o terreno devido ao arrancamento da estrutura.
- *Flexão*: Tombamento: Tem a tendência de bascular a estrutura e provocar compressões diferenciais no terreno, ou até mesmo uma descompressão parcial.
- *Torção*: Tem a tendência de torcer a estrutura segundo um eixo vertical, provocando compressões e descompressões diferenciadas no terreno.
- *Cisalhamento*: Tem a tendência de arrastar a fundação, provocando o deslizamento de camadas de terreno.
- *Empuxo*: Em fundações abaixo do nível freático local, deve-se considerar o empuxo sobre a mesma, pois este tem a tendência de empurrar a fundação para cima.

Em função dos tipos de terreno encontrados nos estudos geotécnicos e dos carregamentos obtidos na análise estrutural das torres, o projetista de fundações define o tipo de base a ser empregada.

## **2.4 DEMAIS AÇÕES A SEREM CONSIDERADAS**

Segundo AZEVEDO (2004), além dos carregamentos mencionados outras ações podem atuar em estruturas de LT's.

### **2.4.1 CARGAS DE MONTAGEM E DE MANUTENÇÃO**

Na montagem da torre e lançamento dos cabos, as torres ficam sob ação de cargas dinâmicas e assimétricas, sendo estas últimas no sentido longitudinal da LT. No procedimento de descida de um cabo de uma torre em manutenção há incremento de carga nas torres adjacentes. Estas ações não conduzem a carregamentos críticos em fundações.

### **2.4.2 SISMOS**

Efeitos da ação de terremotos também devem ser verificados nos dimensionamentos de estruturas de torres, mas não acarretam carregamentos críticos para fundações. Por se tratarem de carregamentos com baixa probabilidade de ocorrência e duração reduzida, admitem-se coeficientes de segurança baixos.

### **2.4.3 RECALQUE NAS FUNDAÇÕES**

As estruturas de torres por serem bastante flexíveis na sua maioria, aceitam recalques até certo nível, sem que sejam introduzidos esforços secundários relativamente grandes para estas estruturas. Alguns estudos apontaram que até 10 (dez) centímetros não haveria qualquer problema. Mas, julga-se que este valor pode ser em maior.

# 3

## PROJETO DE FUNDAÇÕES

### 3.1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundações é um assunto bem amplo digno de muitas discussões. Neste trabalho será dado particular enfoque às fundações de Linhas de Transmissão. Neste ramo muito da abordagem clássica é válida como poderá ser comprovado nos primeiros itens deste capítulo, porém particularidades importantes devem ser ressaltadas e criteriosamente estudadas. Diante das incertezas decorrentes de várias etapas do processo de elaboração de projetos de LT's, defende-se a importância e eficiência de avaliações probabilísticas no processo de concepção de projetos de fundações.



## **3.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS E CRITÉRIOS DE PROJETO**

### **3.2.1 ELEMENTOS NECESSÁRIOS**

Segundo LOPES e VELLOSO (1996), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

#### **Topografia da área**

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam, no caso de acidente, atingir o terreno);
- Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia).

#### **Dados Geológicos-Geotécnicos**

- Investigação do subsolo (preferencialmente em duas etapas: preliminar e complementar);
- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.).

#### **Dados Sobre a Estrutura a Construir**

- Tipo e uso que terá a nova obra;
- Sistema estrutural;
- Cargas (ações nas fundações).

### **Dados sobre Construções Vizinhas**

- Tipo de estrutura e fundações;
- Desempenho das fundações;
- Possíveis conseqüências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

### **3.2.2 AÇÕES NAS FUNDAÇÕES**

Segundo LOPES e VELLOSO (1996), as solicitações a que uma estrutura está sujeita podem ser classificadas de diferentes maneiras. Nos meios internacionais é comum separá-las em dois grandes grupos:

#### **Cargas Vivas**

Estas são separadas em:

- Cargas operacionais (ocupação, armazenamento, passagem de veículos, frenagens etc);
- Cargas ambientais (ventos, correntes etc);
- Cargas acidentais (colisão, explosão, fogo etc).

#### **Cargas Permanentes**

Dentre outras são citadas: peso próprio, empuxo de terras e água etc.

### 3.2.3 AÇÕES SEGUNDO NBR 8681/84

Já a NBR 8681/84 – “Ações e Segurança nas Estruturas”, classifica as ações nas estruturas em:

#### **Ações Permanentes**

Estas são as que ocorrem com valores constantes durante praticamente toda a vida da obra (peso próprio da construção e de equipamentos fixos, empuxos, esforços devidos a recalques de apoios).

#### **Ações Variáveis**

Estas são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média (ações devidas ao uso da obra, tipicamente).

#### **Ações Excepcionais**

Estas são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da obra, mas que precisam ser consideradas no projeto de determinadas estruturas (explosões, colisões, incêndios, enchentes, sismos).

A norma NBR 8681/84 estabelece critérios para combinações destas ações na verificação dos estados-limites de uma estrutura (assim chamados os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da obra):

- *Estados-limites Últimos*: associados a colapsos parciais ou total da obra;
- *Estados-limites de Utilização*: quando ocorrem deformações, fissuras etc. que comprometem o uso da obra.

### 3.2.4 REQUISITOS DE UM PROJETO DE FUNDAÇÃO

Segundo LOPES e VELLOSO (1996), os requisitos básicos a que um projeto de fundações deverá atender são:

- Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (*estabilidade “externa”*);
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (*estabilidade “interna”*);

O atendimento ao primeiro requisito corresponde à verificação de um *estado-limite de utilização* de que trata a norma NBR 8681/84. O atendimento dos dois últimos requisitos corresponde à verificação de *estados-limites últimos*.

Outros requisitos específicos de certos tipos de obras são:

- Segurança adequada ao tombamento e deslizamento;
- Níveis de vibração compatíveis com o uso da obra, a serem verificados nos casos de cargas dinâmicas.

## 3.3 ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES

As fundações são separadas em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais (ou rasas ou diretas); e
- Fundações profundas.

Segundo LOPES e VELLOSO (1996), a distinção entre os dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno.

Segundo a norma NBR 6122/96, as fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos três metros de profundidade.

### **3.4 ESCOLHA DA ALTERNATIVA DE FUNDAÇÃO PARA LT**

Na definição da alternativa a princípio verifica-se o critério técnico (aplicabilidade da solução) e num segundo passo é interessante executar a escolha com base em:

- Menor custo; e
- Menor prazo de execução.

Segundo AZEVEDO (2004), as fundações de torres de linhas de transmissão são basicamente de quatro tipos, e mais algumas variações. A definição do tipo a ser adotado é função das cargas atuantes, características do solo e das condições de execução. Quanto a isso este autor sugere algumas orientações pertinentes transcritas a seguir:

- Fundações em sapatas podem ser utilizadas em locais onde o N.A. (nível de água) está acima da cota de assentamento da base da fundação, mas em solos onde a escavação pode ser executada, sem risco, e que tenham capacidade de resistência de média a alta. Esses terrenos ainda deverão apresentar-se pouco deformáveis na cota de assentamento da sapata. Apresentam, como vantagem, a resistência ao

arrancamento e, como desvantagem, os grandes volumes de escavação e de reaterro, o consumo de concreto e o uso de forma;

- Fundações em tubulões, são utilizadas nos mesmos locais onde são utilizadas sapatas, porém dificilmente são executados onde o N.A. esteja muito acima da cota de assentamento. Apresentam as mesmas vantagens que as fundações em sapata, porém com menor volume de escavação, menor consumo de concreto, pequena área de forma, e sem reaterro. Tem como vantagem ainda ocupar pouco espaço em planta e procurar tensões mais elevadas em camadas mais profundas;

- Fundações em grelha metálica são executáveis nos locais indicados para sapatas. Estas apresentam como vantagens o pequeno peso, fabricação em série, facilidade de transporte e de montagem. As desvantagens são as mesmas que as fundações em sapata, no que se refere aos volumes de escavação e de reaterro, além de serem mais sujeitas aos processos corrosivos;

- Grelhas com laje incorporada apresentam vantagem na resistência a esforços de arrancamento, aplicam tensões menores no solo, além de serem mais resistentes à corrosão, devida à proteção conferida à grelha pelo concreto que a envolve. Tem como desvantagem a necessidade de utilização de concreto, cujo transporte é difícil aos locais sem acesso viário;

- Grelhas com bloco de concreto incorporado têm vantagem de resistir a maiores cargas de arrancamento, quando comparadas a grelhas com laje incorporada. Podem ser aplicadas em locais em que o N.A. seja mais elevado que sua cota de assentamento;

- Tubulões engastados em rocha devem ser utilizados onde a cobertura de solo é pequena, o que impede a utilização das fundações descritas acima, e onde a rocha apresenta-se muito fraturada ou decomposta na superfície. Apresenta, como

vantagem, o pequeno consumo de materiais e, como desvantagem, a necessidade de uso de explosivos;

- Blocos ancorados em rocha devem ser utilizados onde a rocha, superficialmente, apresenta-se sã, pouco fraturada, ou pouco decomposta. Tem como vantagem, em relação ao tubulão anterior, não necessitar do uso de explosivos. Necessita, porém, de perfuratrizes para execução dos furos de fixação dos chumbadores.

### **3.5 NOÇÕES BÁSICAS DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO**

Os modelos de cálculo de fundações são de certa forma bem simples. Fornecem resultados confiáveis, mas ao mesmo tempo muito conservadores. Este conservadorismo é essencialmente produto dos modelos utilizados para determinação dos esforços solicitantes nas fundações.

A análise de segurança global engloba a análise de estabilidade no contato concreto-solo, a análise de estabilidade em planos inferiores ao da fundação, a análise de tensões e deformações, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais.

#### **3.5.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE**

A análise de estabilidade da estrutura é feita considerando-a como um conjunto monolítico, podendo desse modo ser assimilada a um corpo rígido.

Os estudos de estabilidade devem comprovar a segurança das estruturas nas seguintes condições:

- Deslizamento em qualquer plano;
- Tombamento;
- Flutuação;
- Tensões na base da fundação;
- Estabilidade elástica (flambagem);
- Deformações e recalques;
- Vibrações (quando aplicável).

Segundo CEMIG (1994), as hipóteses que se seguem devem ser utilizadas como diretrizes básicas:

- Devem-se levar em conta as tensões naturais de confinamento pré-existente e as pressões de água do subsolo quando se tratar de análise de estabilidade envolvendo massas de rocha;
- Devem-se considerar os resultados de investigações geológicas;
- Devem-se considerar os efeitos de subpressão, conforme critérios já estabelecidos, sob e no corpo das estruturas;
- Deve-se considerar, caso represente a condição mais severa, o carregamento devido à pressão intersticial;
- As cargas acidentais de projeto (exceto cargas de equipamento permanente fixo) devem ser completamente desprezadas em análise de estabilidade, sempre que as forças verticais atuarem como fatores de estabilidade. Para efeitos de estudos, análises e comportamentos as verificações dos itens 3.5.2, 3.5.3 e 3.5.4 devem ser executadas.



### 3.5.2 COMPRESSÃO

Segundo CEMIG (1994), as análises de tensões e deformações deverão ser elaboradas para todos os elementos estruturais e de fundações considerando-se os possíveis casos de carregamentos, de modo a determinar ou confirmar o dimensionamento dos elementos estruturais, além de verificar os itens que se seguem:

- Segurança contra a ruptura estrutural ou deformações excessivas;
- Níveis médios de tensões, distribuições de tensões e tensões máximas localizadas;
- Deformações estruturais;
- Segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas.

Critérios detalhados para cada estrutura individualmente, deverão ser estabelecidos durante o desenvolvimento do projeto.

Neste ponto as dimensões das bases são definidas. A partir do relatório de sondagem determina-se a tensão admissível e a cota de assentamento da fundação.

### 3.5.3 ARRANCAMENTO (TRAÇÃO)

Existem muitas teorias para avaliação de arrancamento de fundações, porém para Linhas de Transmissão o mais utilizado consiste no chamado Método do Tronco de Cone Invertido. Ou seja, a resistência ao arrancamento é avaliada por uma comparação de uma lado a carga de tração ( $F_a$ ) aplicada à fundação e de outro lado o peso próprio da estrutura ( $P_{tub}$ ) somado ao peso de solo de um tronco de cone invertido ( $P_s$ ), conforme Fig. 3.1.

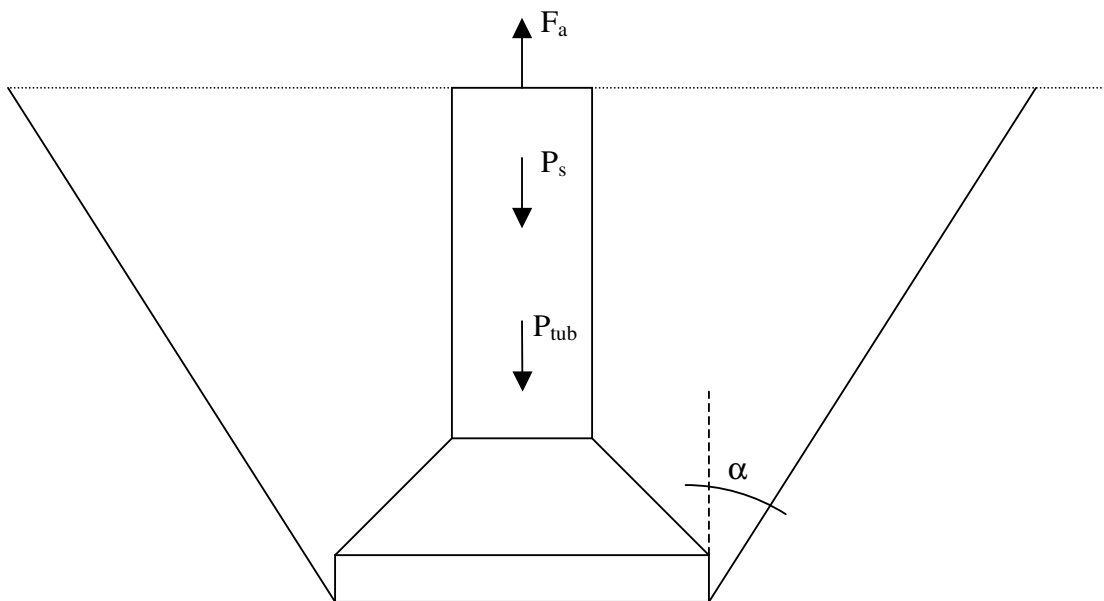


FIGURA 3.1 Equilíbrio Vertical ao Arrancamento.

### 3.5.4 TOMBAMENTO

O C.S.T. (coeficiente de segurança ao tombamento) em qualquer direção é definido como a relação entre a somatória dos momentos estabilizantes e a somatória dos momentos de tombamento em relação a um ponto pré-definido ou uma linha efetiva de rotação e será dado pela expressão:

$$C.S.T. = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \geq 1,5 \quad ( 3.1 )$$

Onde:

C.S.T. = Coeficiente de Segurança ao Tombamento.

$\sum M_e$  = Somatório dos Momentos Estabilizantes.

$\sum M_t$  = Somatório dos Momentos de Tombamento.

# 4

## PROJETO BASEADO EM CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

### 4.1 INTRODUÇÃO

Ao se desenvolver projetos de engenharia, freqüentemente decisões são tomadas a despeito do grau de totalidade e qualidade da informação disponível. Portanto, conclusões são definidas sob condições de incerteza, no sentido de que a consequência destas resoluções não pode ser determinada com total confiança. O problema gerado, portanto, é como projetar estruturas seguras a partir de conhecimento incompleto. Torna-se possível minimizar incertezas, mas nunca eliminá-las. Muitos problemas envolvem processos e fenômenos naturais inerentemente aleatórios. Por esses motivos, os processos de planejamento e projeto em engenharia requerem decisões a serem definidas sob condições de incerteza. Desta forma, as incertezas presentes nos sistemas de engenharia avaliadas por conceitos estatísticos estão adquirindo conotação de grande importância nos projetos atuais

por representarem comportamentos mais próximos dos reais. A falha de um sistema estrutural somente poderá ser descrita de forma correta e coerente quando se adotam conceitos probabilísticos.

O projeto é composto basicamente de três etapas: concepção, análise e aplicação dos critérios de segurança. Após o projeto concebido, para uma estrutura econômica e ao mesmo tempo segura deve-se avaliar seu comportamento sob ações aplicadas à estrutura em sua vida útil. Esta fase é chamada de análise, onde é quantificado o comportamento das estruturas. Este comportamento é definido por grandezas que são submetidas aos critérios de segurança.

No método das tensões admissíveis, a filosofia de dimensionamento consiste em se calcular a tensão  $\sigma$ , no regime elástico-linear para o carregamento máximo esperado e compará-la à tensão admissível  $\sigma_{adm}$ , que é uma fração da tensão limite  $\sigma_{lim}$ . A tensão limite define o nível de tensão a partir do qual o comportamento elástico-linear não mais se aplica. Este critério de projeto pode ser definido como se segue:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad ( 4.1 )$$

Onde FS é o fator de segurança. A interpretação tradicional do método das tensões admissíveis é: (i) sob cargas de serviço a estrutura tem um comportamento elástico-linear; (ii) resistência e carregamento são incertos, mas é postulado que, um limite superior para o carregamento e um limite inferior para a resistência (valores característicos) podem ser estabelecidos.

Segundo GALAMBOS (1992) existem muitas objeções a este modo de tratar o problema da segurança estrutural, tanto do ponto de vista científico, quanto probabilístico ou econômico, a saber:

- Tensões e deformações nem sempre são lineares, por exemplo, a curva tensão-deformação do concreto é não-linear mesmo para baixas tensões;
- Efeitos do tempo (fluência e retração do concreto), efeitos ambientais (corrosão do aço) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidades no espaço e no tempo;
- Efeito do carregamento e deformação nem sempre são lineares; comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
- Em algumas circunstâncias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia da região não-linear para resistir a terremotos ou a explosões;
- A chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo computacional utilizado. A confiabilidade dos elementos dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode então variar consideravelmente;
- Novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até que um fator de segurança possa ser definido;
- Todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;
- A probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidades de falha.

Segundo HACHICH (1996), esse método nunca chegou a ser largamente utilizado em Engenharia de Fundações, exatamente pela dificuldade histórica de determinação das tensões atuantes nas estruturas de solo, que são em geral maciças, ao contrário da grande maioria das estruturas de concreto e de aço que, sendo reticuladas (vigas, pilares etc.), podem ser analisadas por métodos simplificados. De fato, enquanto quase todas as estruturas de concreto e aço podiam ser analisadas pela Resistência dos Materiais, a Mecânica dos Solos tinha que recorrer diretamente à Teoria da Elasticidade e à Teoria da Plasticidade.

No sentido de minorar as objeções relativas ao Método das Tensões Admissíveis, foi desenvolvido o Método dos Estados Limites. Um estado limite é uma condição onde a estrutura ou elemento estrutural torna-se inadequado para desempenhar a função proposta. No Método dos Estados Limites, o projeto estrutural começa com a verificação da resistência última, seguida da verificação do estado limite de utilização.

A idéia central deste critério é que as resistências devem ser minoradas (fator de minoração  $\phi$  e as cargas devem ser majoradas (fator de majoração  $\gamma$ ). Segundo GALAMBOS (1992), o formato geral deste critério de projeto é:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad ( 4.2 )$$

onde  $\phi < 1,0$  é o fator de minoração da resistência ou  $\phi = 1 / \gamma_m$ ,  $\gamma_m > 1,0$  é o fator do material.

O lado da resistência da Eq. 4.2 também pode ser expresso de várias maneiras, destacando-se dois formatos:

$$\text{Resistência minorada} = \phi R_n (f_y, f'_c \dots) \quad ( 4.3 )$$

$$\text{Resistência minorada} = R_n (\phi_s f_y, \phi_c f'_c \dots) \quad ( 4.4 )$$

onde  $\phi_s$  e  $\phi_c$  são os fatores de minoração da resistência do aço e do concreto, respectivamente.

A NBR 6118 (2003) e a NBR 8681 (1984) adotam o formato do Método dos Estados Limites como critério de segurança, sendo que a resistência é minorada segundo a Eq. (4.4), ou seja, são usados fatores de minoração de resistência para cada material. O lado do carregamento da Eq. 4.3 é expresso na forma de combinações de ações.

O método dos estados limites também é conhecido como método semi-probabilístico. Os fatores de majoração das cargas e minoração da resistência são ajustados de tal maneira a se obter maior uniformidade do índice de confiabilidade  $\beta$  (ou da probabilidade de falha  $P_f$ ), considerado aceitável para uma determinada classe de estruturas. O processo de ajuste dos fatores  $\phi$  e  $\gamma$  é conhecido como calibração da norma.

## **4.2 TIPOS DE INCERTEZA**

Segundo HACHICH (1996), as incertezas presentes nos projetos de fundações podem ser classificadas em: intrínseca, estatística e de modelo.

### **4.2.1 INCERTEZA INTRÍNSECA**

Incerteza intrínseca é a incerteza natural ou fundamental, proveniente da própria aleatoriedade dos fenômenos naturais (ventos máximos anuais, padrões geológicos de deposição ou de intemperismo etc.).

### **4.2.2 INCERTEZA ESTATÍSTICA**

Incerteza estatística é a incerteza na estimativa dos parâmetros dos modelos adotados (por exemplo, resistência média do solo de fundação), proveniente da falta ou insuficiência de dados ou informações; pode ser reduzida à custa de amostragens maiores.



### 4.2.3 INCERTEZA DE MODELO

Incerteza de modelo é a incerteza quanto ao modelo adotado para descrever o fenômeno; cabe aqui ressaltar que há dois tipos de modelo em jogo e que há incertezas em ambos:

- o modelo físico de comportamento, por exemplo, os mecanismos de desenvolvimento de empuxos em paredes de escavações;
- os modelos probabilísticos (normal, log-normal, exponencial, binomial, Poisson etc.) utilizados para descrever as variáveis aleatórias do modelo físico (por exemplo, a distribuição da resistência do solo de fundação e deslocamentos de fundações).

As incertezas incorporadas aos indicadores de segurança vão muito além da mera descrição da variabilidade das grandezas envolvidas.

## 4.3 O PROBLEMA BÁSICO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Segundo ANG e TANG (1990), com o intuito básico de trabalhar com as incertezas envolvidas no problema em questão, as variáveis são modeladas como variáveis aleatórias. O problema básico da Confiabilidade Estrutural é o de garantir que o suprimento  $S$  será superior à demanda  $D$  ao longo do tempo. Devido à presença de incertezas na determinação

do suprimento e da demanda, a confiabilidade pode ser estabelecida apenas em termos probabilísticos, ou seja, em termos da probabilidade  $P(S \geq D)$ . Para as estruturas reais, trata-se de um problema bastante complexo. Define-se a probabilidade de falha por  $P(S < D)$ .

Em termos da engenharia de estruturas, usualmente suprimento indica resistência ( $R$ ) e demanda indica efeitos do carregamento ( $S$ ). A confiabilidade de uma estrutura deve ser medida em termos da probabilidade de sobrevivência  $P(R \geq S)$  ou da probabilidade de falha  $P(R < S)$ . Se as distribuições de probabilidade de  $R$  e  $S$  forem conhecidas (Fig. 4.1), a probabilidade de falha  $P_f$ , para  $R$  e  $S$  contínuas e estatisticamente independentes, pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (4.5)$$

onde  $F_R(\cdot)$  é a função de distribuição acumulada da variável  $R$ ;  $f_S(s)$  é a função densidade de probabilidade da variável  $S$ ; e a correspondente probabilidade de sobrevivência é  $P_S = 1 - P_f$ . Se  $R$  e  $S$  são correlacionadas, então:

$$P_f = \int_0^{\infty} \int_0^s f_{R,S}(r,s) dr ds \quad (4.6)$$

onde  $f_{R,S}(r,s)$  é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis  $R$  e  $S$ .

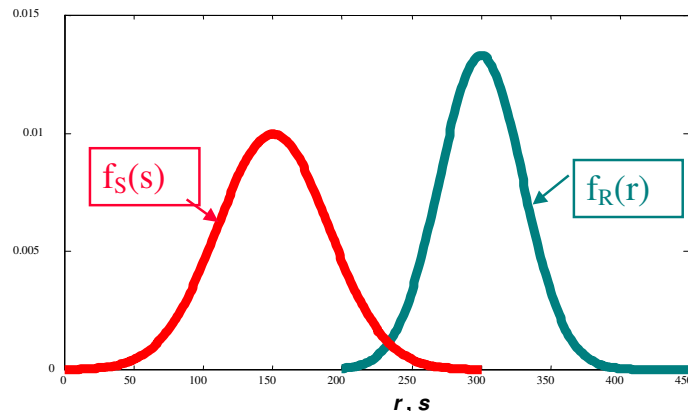


FIGURA 4.1 FDP para a resistência e o efeito do carregamento

A falha da estrutura está associada à região de sobreposição das duas curvas da Fig. 4.1.

Conforme ANG e TANG (1990), o cálculo da probabilidade de falha ( $P_f$ ) ou da probabilidade de sobrevivência ( $P_s$ ) requer o conhecimento das distribuições  $f_R(r)$  e  $f_S(s)$ , ou da distribuição conjunta  $f_{R,S}(r,s)$ . Na prática, esta informação usualmente não está disponível ou é difícil de ser obtida devido à insuficiência de dados. Se as informações disponíveis sobre as incertezas associadas às variáveis básicas se limitarem à média e ao desvio padrão destas variáveis (e da covariância, no caso de dependência estatística), o “First Order Second Moment” (FOSM) pode ser empregado no cálculo do índice de confiabilidade da estrutura.

Neste contexto, ANG e TANG (1990) e MELCHERS (1999), consideram que o problema pode ser formulado em termos das variáveis básicas de projeto  $X_i$ . Para cada conjunto de valores destas variáveis é preciso definir se a estrutura falhou ou não. Para se definir o “estado” da estrutura, uma função de desempenho  $g(X)$  é usada, onde  $X = (X_1, \dots, X_n)$  é o vetor de variáveis básicas. O desempenho limite pode ser definido como  $g(X) = 0$ , que é o “estado limite” da estrutura. Portanto,  $g(X) > 0$  é o estado seguro e  $g(X) < 0$  é o estado de falha. De posse das estatísticas das variáveis básicas e da correspondente função de desempenho o índice de confiabilidade  $\beta$  pode ser calculado. No FOSM o índice de confiabilidade representa a menor distância do ponto de projeto (ou ponto mais provável de

falha) à origem no sistema das variáveis reduzidas (Fig. 4.2). No caso mais geral, a definição do ponto de projeto e o cálculo do índice de confiabilidade correspondente demandam a utilização de procedimentos iterativos.

No caso em que as distribuições de probabilidade requeridas possam ser especificadas, a probabilidade de falha  $P_f$  pode ser calculada via "First Order Reliability Method" (FORM), "Second Order Reliability Method" (SORM), ou a simulação de Monte Carlo que será discutida mais adiante neste capítulo. Para variáveis que seguem distribuições normais, a relação entre  $P_f$  e o índice de confiabilidade  $\beta$  é dada pela seguinte expressão:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad ( 4.7 )$$

onde  $\Phi(\cdot)$  é a função de distribuição acumulada da variável normal padrão. Para outros tipos de distribuição, funções normais equivalentes devem ser utilizadas.

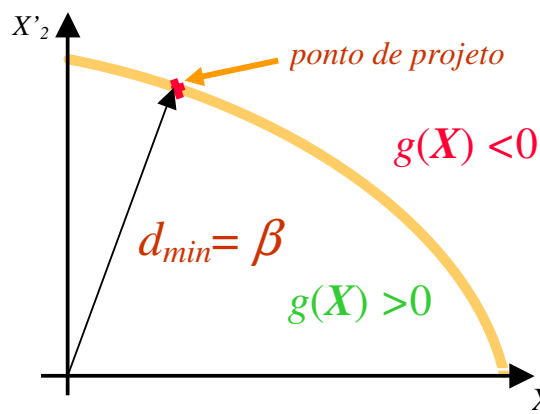


FIGURA 4.2 O índice de confiabilidade e o ponto de projeto

## **4.4 CONFIABILIDADE DE SISTEMAS**

### **4.4.1 INTRODUÇÃO**

O problema básico considerado no item anterior envolve especificamente um único modo de falha definido por um único estado limite. Problemas de engenharia, contudo, frequentemente envolvem múltiplos modos de falha; isto é, podem existir vários modos de falha, nos quais a ocorrência de algum destes constituirá falha ou não funcionamento do sistema ou componente. Por exemplo, um elemento estrutural pode falhar por flexão, ou cisalhamento, ou flambagem, ou uma combinação destes. Para um sistema estrutural multicomponente, falhas de diferentes conjuntos de componentes podem constituir diferentes modos de falha. No caso de fundações de edifícios, falhas podem ser causadas por capacidade de carga inadequada ou recalque excessivo.

### **4.4.2 MÚLTIPLOS MODOS DE FALHA**

A confiabilidade de um sistema multicomponente é essencialmente um problema envolvendo múltiplos modos de falha; que são, as falhas de diferentes componentes ou diferentes conjuntos de componentes que constituem diferentes e distintos modos de falha do sistema. A consideração de múltiplos modos de falha, portanto, é fundamental para o problema de Confiabilidade de Sistemas.

Considere um sistema com  $k$  múltiplos modos de falha. Os diferentes modos de falha terão diferentes funções de desempenho. Suponha que as respectivas funções de desempenho podem ser representadas por:

$$g_j(X) = g_j(X_1, X_2, \dots, X_n) ; j = 1, 2, \dots, k \quad ( 4.8 )$$

Tal que o evento falha individual será:

$$E_j = [g_j(X) < 0] \quad ( 4.9 )$$

E o complemento de  $E_j$  será o evento sobrevivência:

$$\bar{E}_j = [g_j(X) > 0] \quad ( 4.10 )$$

A segurança de um sistema é o evento no qual nenhum dos  $k$  múltiplos modos de falha ocorrem, ou seja:

$$\bar{E} = \bar{E}_1 \cap \bar{E}_2 \cap \dots \cap \bar{E}_k \quad ( 4.11 )$$

Inversamente, o evento falha será:

$$E = E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_k \quad ( 4.12 )$$

Teoricamente, portanto, a probabilidade de sobrevivência do sistema pode ser expressa como a integral:

$$p_S = \int_{(\bar{E}_1 \cap \dots \cap \bar{E}_k)} \dots \int f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (4.13)$$

Por outro lado, a probabilidade de falha será:

$$p_F = \int_{(E_1 \cup \dots \cup E_k)} \dots \int f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (4.14)$$

O cálculo da probabilidade de segurança ou falha de um sistema é geralmente complexo; aproximações são quase sempre necessárias. Neste intuito, limites superiores e inferiores das probabilidades são úteis. Trata-se do conceito de Limites de Probabilidade que são divididos em dois pontos: Limites uni-modais e limites bi-modais.

#### LIMITE UNI-MODAL

Primeiro, considere modos de falha que são correlacionados positivamente; tal que,  $\rho_{ij} > 0$ . Isto significa, que para dois eventos  $E_i$  e  $E_j$ ,

$$P(E_j | E_i) \geq P(E_j) \quad (4.15)$$

Isto também significa:

$$P(\bar{E}_j | \bar{E}_i) \geq P(\bar{E}_j) \quad (4.16)$$

Para  $k$  eventos, isto pode ser generalizado da seguinte forma:

$$P(\bar{E}) = P(\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_k) \geq \prod_{i=1}^k P(\bar{E}_i) \quad (4.17)$$

Inversamente, observa-se que:

$$\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_k \subset \bar{E}_j \quad \text{para qualquer } j \quad (4.18)$$

e, em particular,

$$\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_k \subset \min_j \bar{E}_j \quad j = 1, 2, \dots, k \quad (4.19)$$

Portanto,

$$P(\bar{E}) \leq \min_j P(\bar{E}_j) \quad (4.20)$$

Ao denotar-se a confiabilidade relativa ao  $i$ -ésimo modo de falha como

$$p_{S_i} = P(\bar{E}_i) \quad (4.21)$$

E a confiabilidade relativa a todos os modos de falha como

$$p_S = P(\bar{E}) \quad (4.22)$$

$p_S$  é portanto, de acordo com os limites da Eq. 4.17 e da Eq. 4.20

$$\prod_{i=1}^k p_{S_i} \leq p_S \leq \min_i p_{S_i} \quad (4.23)$$



Inversamente, o limite correspondente para a probabilidade de falha será dado por:

$$\max_i p_{F_i} \leq p_F \leq 1 - \prod_{i=1}^k (1 - p_{F_i}) \quad ( 4.24 )$$

Onde  $p_{F_i} = P(E_i)$  é a probabilidade de falha do  $i$ -ésimo modo. Para valores pequenos de  $p_{F_i}$ , a parcela do lado direito da Eq. 4.24 será:

$$1 - \prod_{i=1}^k (1 - p_{F_i}) \cong \sum_{i=1}^k p_{F_i} \quad ( 4.25 )$$

Para modos de falha correlacionados negativamente, ou eventos que são negativamente dependentes, tal que,  $\rho_{ij} < 0$ , tem-se para dois eventos  $E_i$  e  $E_j$

$$P(E_j | E_i) \leq P(E_j) \quad ( 4.26 )$$

Isto também significa

$$P(\bar{E}_j | \bar{E}_i) \leq P(\bar{E}_j) \quad ( 4.27 )$$

Em particular, se  $E_i$  e  $E_j$  são perfeitamente correlacionados negativamente; tal que

$$\rho_{ij} = -1,0 \quad ; \quad P(\bar{E}_j | \bar{E}_i) = P(E_j | E_i) = 0 \quad ( 4.28 )$$

Portanto,

$$P(\bar{E}_i \bar{E}_j) \leq P(\bar{E}_i)P(\bar{E}_j) \quad ( 4.29 )$$

e

$$P(\bar{E}) = P(\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_k) \leq \prod_{i=1}^k P(\bar{E}_i) \quad (4.30)$$

Trivialmente, é claro,  $P(\bar{E}) \geq 0$ . Deste modo, a probabilidade de sobrevivência será:

$$p_S \leq \prod_{i=1}^k p_{S_i} \quad (4.31)$$

E a probabilidade de falha será:

$$p_F \geq 1 - \prod_{i=1}^k P(\bar{E}_i) \quad (4.32)$$

### LIMITE BI-MODAL

Os limites descritos anteriormente podem ser aperfeiçoados levando em conta a correlação entre pares de modos de falha; estes limites resultantes requerem necessariamente as probabilidades de eventos conjuntos, tais como  $E_i E_j$  ou  $\bar{E}_i \bar{E}_j$ , e deste modo pode ser chamado “bi-modal” ou limite de segunda ordem.

O evento falha  $E = E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_k$  pode ser decomposto como a seguir (veja Fig. 4.3 para  $k = 3$ ), com  $E_1$  assumido ser o maior conjunto:

$$E = E_1 \cup E_2 \bar{E}_1 \cup E_3 (\bar{E}_1 \bar{E}_2) \cup \dots \cup E_k (\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_{k-1}) \quad (4.33)$$

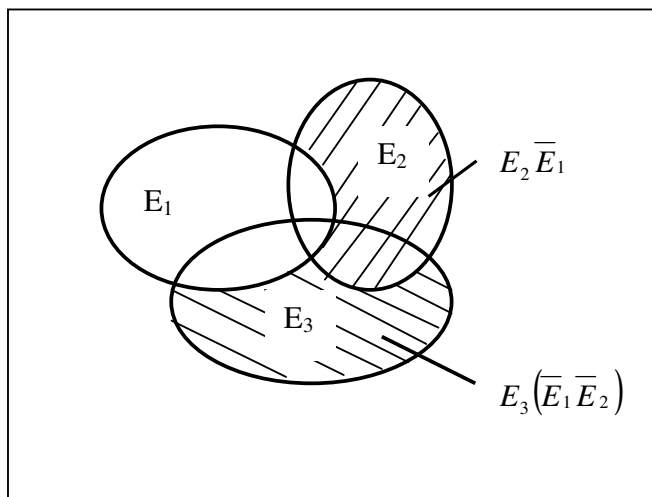


FIGURA 4.3 Decomposição de  $E$

Também, pela Regra de “de Morgan”,

$$\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_{i-1} = \overline{E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_{i-1}} \quad ( 4.34 )$$

e para  $i = 1, 2, 3, \dots, k$ ,

$$E_i (\bar{E}_1 \bar{E}_2 \dots \bar{E}_{i-1}) = E_i (\overline{E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_{i-1}}) \quad ( 4.35 )$$

Observe que

$$E_i (\overline{E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_{i-1}}) \cup E_i (E_1 \cup \dots \cup E_{i-1}) = E_i \quad ( 4.36 )$$

Deste modo

$$P\left[E_i(\bar{E}_1\bar{E}_2\dots\bar{E}_{i-1})\right] = P(E_i) - P(E_iE_1 \cup E_iE_2 \cup \dots \cup E_iE_{i-1}) \quad (4.37)$$

Mas

$$P(E_iE_1 \cup E_iE_2 \cup \dots \cup E_iE_{i-1}) \leq P(E_iE_1) + P(E_iE_2) + \dots + P(E_iE_{i-1}) \quad (4.38)$$

Portanto,

$$P\left[E_i(\bar{E}_1\bar{E}_2\dots\bar{E}_{i-1})\right] \geq P(E_i) - \sum_{j=1}^{i-1} P(E_iE_j) \quad (4.39)$$

Com a Eq. 4.33 tem-se:

$$P(E) \geq P(E_1) + \max\left[\sum_{i=2}^k \left\{P(E_i) - \sum_{j=1}^{i-1} P(E_iE_j)\right\}; 0\right] \quad (4.40)$$

Por outro lado,

$$\bar{E}_1\bar{E}_2\dots\bar{E}_{i-1} \subset \bar{E}_j \quad ; \text{ para qualquer "j"} \quad (4.41)$$

Em particular,

$$\bar{E}_1\bar{E}_2\dots\bar{E}_{i-1} \subset \min_{j<i} \bar{E}_j \quad (4.42)$$

Portanto,

$$(\bar{E}_1\bar{E}_2\dots\bar{E}_{i-1})E_i \subset \left(\min_{j<i} \bar{E}_j\right)E_i \quad (4.43)$$

Observe que

$$\left(\min_{j<i} \bar{E}_j\right)E_i \cup \left(\max_{j<i} \bar{E}_j\right)E_i = E_i \left(\min_{j<i} \bar{E}_j \cup \max_{j<i} \bar{E}_j\right) = E_i \quad (4.44)$$

Com a Eq. 4.33 tem-se:

$$P(E) \leq P(E_1) + \sum_{i=2}^k \left\{ P(E_i) - \max_{j<i} P(E_i E_j) \right\} \quad (4.45)$$

Ou

$$P(E) \leq \sum_{i=1}^k P(E_i) - \sum_{i=2}^k \left\{ \max_{j<i} P(E_i E_j) \right\} \quad (4.46)$$

As equações Eq. 4.40 e Eq. 4.46, respectivamente, representam os limites bi-modal inferior e superior da probabilidade de falha quando existem  $k$  potenciais modos de falha:

$$P_{F_1} + \max \left[ \sum_{i=2}^k \left\{ P_{F_1} - \sum_{j=1}^{i-1} P(E_i E_j) \right\}; 0 \right] \leq p_F \leq \sum_{i=1}^k P(E_i) - \sum_{i=2}^k \left\{ \max_{j<i} P(E_i E_j) \right\} \quad (4.47)$$

#### 4.4.3 SISTEMAS REDUNDANTES E NÃO REDUNDANTES

A confiabilidade de um sistema multicomponente será função da presença ou não de redundâncias. A falha de um componente de um sistema não-redundante implica na falha de todo o sistema. Em geral, a confiabilidade de um sistema é aumentada à medida que são adicionados componentes redundantes.

Um sistema estrutural pode se apresentar de modo geral em três formas: sistemas em série, sistemas em paralelo ou um sistema que é uma combinação dos dois primeiros.

Um sistema estrutural em série é composto por componentes nos quais sua falha implica na falha do todo. Cada componente estrutural é relacionado a um modo de falha. Ou seja, um sistema estrutural apresenta vários modos de falha os quais são os componentes deste sistema. Um sistema é composto de vários subsistemas e assim sucessivamente. A falha em um componente do subsistema menor implicará na falha de todo o sistema maior. Isto é o que se entende por sistema em série. Como exemplo, observe uma corrente constituída por diversos elos. O rompimento de um componente (elo) implica na falha do sistema corrente. Ao contrário do observado anteriormente, em sistemas em paralelo a falha em um componente nem sempre significa a falha do sistema devido às redundâncias presentes neste tipo de sistema. Segundo ANG e TANG (1990), muitos sistemas físicos que são compostos de múltiplos componentes podem ser classificados como sistemas conectados em séries, paralelos ou uma combinação destes dois. De forma geral, as falhas em eventos (por exemplo, nos casos de múltiplos modos de falha) podem ser representadas como eventos em série (união) ou em paralelo (interseção). Sistemas que são compostos ou componentes conectados em série (sistemas em série) são tais que a falha de qualquer um dos componentes ou mais de um constitui a falha do sistema; tais sistemas, portanto, não possuem redundância. Em outras palavras, a confiabilidade ou segurança deste tipo de sistema requer que nenhum dos componentes falhe.

#### **4.4.4 ÁRVORE DE FALHA**

Segundo ANG e TANG (1990), para um sistema complexo, as condições adversas ou falhas que contribuem para a ocorrência dos modos potenciais de falha podem ser muito complexas, tais que alguns meios sistemáticos de identificação de várias falhas e seus

efeitos interativos (caso existam) no evento falha sejam necessários. O diagrama árvore de falha é utilizado exatamente com este propósito.

Uma análise da árvore de falha pode incluir uma avaliação quantitativa das probabilidades de várias falhas ou eventos falha levando eventualmente ao cálculo da probabilidade de falha de um evento falha principal (evento principal). Usada na forma quantitativa, a análise da árvore de falha (AAF) é uma valiosa ferramenta. Um diagrama geral de árvore de falha é apresentado na Fig. 4.4.

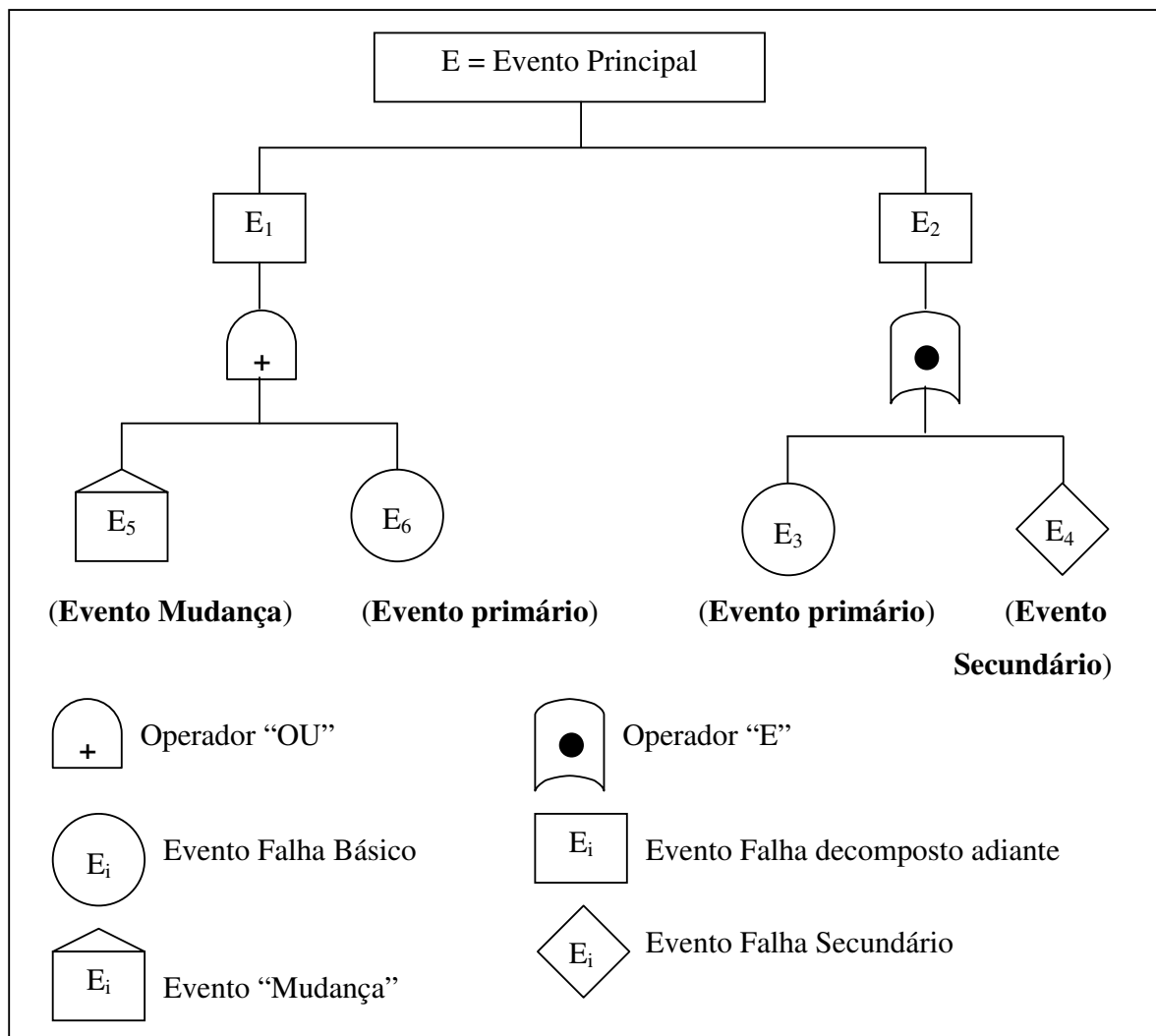


FIGURA 4.4 Diagrama de Árvore de Falha

Os símbolos mostrados na Fig. 4.4 para eventos e subeventos representam tipos de eventos em uma análise de árvore de falha. O retângulo (por exemplo, E, E<sub>1</sub> e E<sub>2</sub>) define um evento falha que será adiante desenvolvido em outros subeventos através de operadores lógicos (“ou” e “e”). O círculo (por exemplo, E<sub>3</sub> e E<sub>6</sub>) define uma falha inerente básica de um elemento do sistema. Este é portanto um evento falha primário. O losango (E<sub>4</sub>) representa um evento falha secundário que não é, de propósito, desenvolvido adiante; tais que eventos falha secundárias são geralmente causados por tensões operacionais ou ambientais excessivas no elemento do sistema, e erros humanos podem ser incluídos nesta categoria. O evento mudança (por exemplo, E<sub>5</sub>) representa um evento no qual sua ocorrência mudará a condição de operação do sistema.

## 4.5 CONFIABILIDADE E OTIMIZAÇÃO

É de consenso que o projeto ótimo de estruturas deve envolver não apenas estimativas de custos iniciais, mas também todos os custos envolvidos ao longo da vida útil. O custo total ao longo da vida útil da estrutura,  $C_{VU}$ , é dado por:

$$C_{VU} = C_i + C_{insp} + C_r + C_f \quad ( 4.48 )$$

onde  $C_i$  é o custo inicial,  $C_{insp}$  é o custo da inspeção,  $C_r$  é o custo do reparo e  $C_f$  é o custo associado à falha, sendo  $C_f$  dado por:

$$C_f = \sum_{i=1}^n P_{fi} \times C_{fi} \quad ( 4.49 )$$



onde  $P_{fi}$  é a probabilidade de falha associada ao  $i$ -ésimo modo de falha e  $C_{fi}$  é o custo associado ao  $i$ -ésimo modo de falha (custo em decorrência de danos, perda de vidas humanas, atrasos para o usuário, etc). Desta maneira, o problema de projeto é um problema de otimização sujeito às restrições quanto à confiabilidade da estrutura.

O problema de projeto de uma estrutura é um problema de otimização. Este problema de otimização pode ser formulado de distintas maneiras. Segundo THOFT-CHRISTENSEN (2000), as duas maneiras mais comuns são: (i) a minimização do custo total ao longo da vida útil da estrutura,  $C_{VU}$ , e (ii) a maximização do benefício líquido ao longo da vida útil da estrutura,  $B_L$ . O benefício líquido  $B_L$  é dado por:

$$B_L = B_{LV} - C_{LV} \quad ( 4.50 )$$

As variáveis a serem otimizadas são as variáveis de projeto, tais como dimensões da estrutura, a armadura, profundidade de escavação etc., e também os parâmetros relacionados à inspeção e ao reparo. As condições de restrição são estabelecidas em termos de confiabilidade. Neste procedimento, custos e benefícios são incorridos em tempos diferentes, assim, faz-se necessário que custos e benefícios sejam referidos ao tempo presente, através da utilização de uma taxa de juros.

O problema do projeto de estruturas via equações (4.48), (4.49) e (4.50) é assim tratado de forma rigorosa e holística. Entretanto, inúmeros problemas estão associados à sua utilização: (i) a decisão quanto à taxa de juros a ser adotada; (ii) a definição do tipo de inspeção a ser considerado, intervalos constantes ou intervalos variáveis; (iii) a definição do tipo de reparo a ser efetuado; (iv) o tratamento do custo associado à perda de vidas humanas; (v) a estimativa de probabilidades de falhas associadas a todos os possíveis modos de falha. Apesar destas dificuldades, este procedimento vem sendo utilizado em problemas reais como aqueles relativos à definição de estratégias para a manutenção de um conjunto de pontes (para exemplos de aplicação ver FRANGOPOL e ESTES (1997)).

THOFT-CHRISTENSEN (2000) enfatiza que muito ainda deve ser investigado antes que um procedimento de caráter geral possa ser estabelecido; entretanto este pesquisador se mostra otimista quanto à expectativa de que o projeto ótimo poderá reduzir drasticamente os custos operacionais de sistemas de infraestrutura.

## **4.6 DETERMINAÇÃO EMPÍRICA DE MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO**

### **4.6.1 INTRODUÇÃO**

As características probabilísticas de um fenômeno aleatório às vezes são difíceis para discernir ou definir. O modelo apropriado de probabilidade precisa descrever estas características, sendo assim, este não é facilmente formulado ou deduzido teoricamente. Em particular a forma funcional da distribuição de probabilidade requerida não pode ser facilmente obtida. Em algumas circunstâncias, as bases ou propriedades dos processos físicos podem sugerir a forma da distribuição requerida. Por exemplo, se um processo é composto da soma de muitos efeitos individuais, a distribuição normal pode ser apropriada; por outro lado, se as condições extremas do processo físico são de interesse, uma distribuição de valor extremo pode ser um modelo adequado.

Apesar de tudo, existem ocasiões quando a distribuição de probabilidade requerida é determinada empiricamente (baseada inteiramente em dados disponíveis). Por exemplo, se o diagrama de frequência para um conjunto de dados pode ser construído, o modelo de distribuição requerido pode ser determinado visualmente comparando com uma função densidade. Uma distribuição de probabilidade assumida (talvez determinada empiricamente, como mencionado anteriormente ou desenvolvida teoricamente com base

em hipóteses prévias) pode ser verificada, ou invalidada, à luz de dados disponíveis usando certos testes estatísticos, conhecidos como testes de aderência para distribuição. Além do mais, quando uma ou mais distribuições parecem ser modelos de distribuição de probabilidade plausíveis, tais testes podem ser usados para delinear o grau de validade das diferentes distribuições. O teste utilizado neste trabalho será o teste Qui-quadrado ( $\chi^2$ ). Na prática, a escolha da distribuição de probabilidade também pode ser ditada pela trabalhabilidade matemática ou conveniência.

#### 4.6.2 TESTE DE ADERÊNCIA QUI-QUADRADO

Quando uma distribuição é assumida teoricamente, talvez determinada com base na forma do histograma ou com base nos dados plotados em um papel de probabilidade, a validade da distribuição pode ser verificada ou reprovada estatisticamente pelos testes de aderência. Dos testes mais conhecidos, será utilizado o teste do qui-quadrado ( $\chi^2$ ) para validação de um modelo de distribuição assumido.

Considere uma amostra de  $n$  valores observados de uma variável aleatória. O teste de aderência  $\chi^2$  compara a frequência observada  $n_1, n_2, \dots, n_k$ , de  $k$  valores (ou em  $k$  intervalos) da variável com a frequência correspondente  $e_1, e_2, \dots, e_k$  de uma distribuição assumida teoricamente. A base para a qualidade desta comparação é a distribuição da quantidade

$$\sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} \quad ( 4.55 )$$

a qual aproxima-se da distribuição  $\chi_f^2$  com  $(f = k - 1)$  graus de liberdade com  $n \rightarrow \infty$ . Contudo, se os parâmetros do modelo teórico são desconhecidos e deverão ser estimados dos dados, a equação acima permanece válida se o grau de liberdade é reduzido de um de todos os parâmetros conhecidos que deverão ser estimados.

Baseado nisto, se uma distribuição assumida produz

$$\sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} < c_{1-\alpha, f} \quad ( 4.56 )$$

Onde  $c_{1-\alpha, f}$  é o valor da distribuição  $\chi_f^2$  apropriada na probabilidade acumulada  $(1 - \alpha)$ , para que a distribuição teoricamente assumida seja um modelo aceitável, no nível de significância  $\alpha$ . Ao contrário, a distribuição assumida não é substanciada pelos dados no nível  $\alpha$  de significância.

Para aplicarmos satisfatoriamente o teste  $\chi^2$ , geralmente é necessário ter  $k \geq 5$  e  $e_i \geq 5$ , para obtenção de resultados satisfatórios.

# 5

## **AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DE DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

### **5.1 INTRODUÇÃO**

Na grande maioria das linhas de transmissão (onde não existam restrições ambientais e de topografia), a incidência de torres estaiadas é bem maior do que as autoportantes. Isto ocorre devido ao menor peso e conseqüentemente menores custos das torres estaiadas. Tais torres apresentam um ou dois mastros e quatro estais. Desta maneira, a grande maioria das fundações de uma linha de transmissão é de estais. Além disso, dada a complexidade da interação solo-estrutura, tem sido reconhecido que o comportamento de tais fundações demandam estudos mais aprofundados.

Os últimos anos têm assistido a uma evolução constante no sentido de se dar um melhor tratamento às incertezas presentes no projeto estrutural de linhas de transmissão, o que requer a implementação de métodos probabilísticos. Neste trabalho, as linhas de transmissão são avaliadas a partir da Confiabilidade Estrutural com destaque às fundações tracionadas de torres estaiadas. Neste capítulo será apresentado o Sistema de Interligação Norte-Nordeste onde foram realizados os ensaios de arrancamento nas fundações de estais cujos resultados são fonte do presente trabalho. As fundações executadas neste empreendimento são detalhadas. Em seguida os ensaios serão descritos de forma detalhada. A partir dos resultados de deslocamentos máximos e residuais obtidos em ensaios de arrancamento de fundações de estais, um tratamento estatístico-probabilístico é realizado. Distribuições de probabilidade são associadas aos valores de deslocamentos das fundações para cada tipo de solo padrão do projeto. Para a fundação de cada estai são avaliados dois modos de falha a saber, deslocamentos máximos excessivos e deslocamentos residuais excessivos. A partir de valores admissíveis para os deslocamentos, as probabilidades de falha relativas aos modos de falha avaliados são definidas. Na seqüência, a teoria da Confiabilidade de Sistemas é aplicada, primeiro para definição das probabilidades de falha do subsistema fundação do estai e o trabalho é concluído com a definição da probabilidade de falha das fundações dos estais de uma torre estaiada em cada tipo de solo padrão do projeto.

## **5.2 SISTEMA NORTE-NORDESTE**

Com o objetivo de atender ao crescimento da demanda de energia elétrica das regiões norte e nordeste do país, foram projetadas as linhas de transmissão em 500 kV Tucuruí - Vila do Conde (Grande Belém) (323 km), Tucuruí - Marabá, Marabá – Açailândia, Açailândia – Imperatriz e Açailândia – Presidente Dutra (932 km, as últimas quatro) e construídas nos

anos de 2001 e 2002 nos estados do Pará e Maranhão, entrando em operação em março de 2003 (Fig. 5.1).

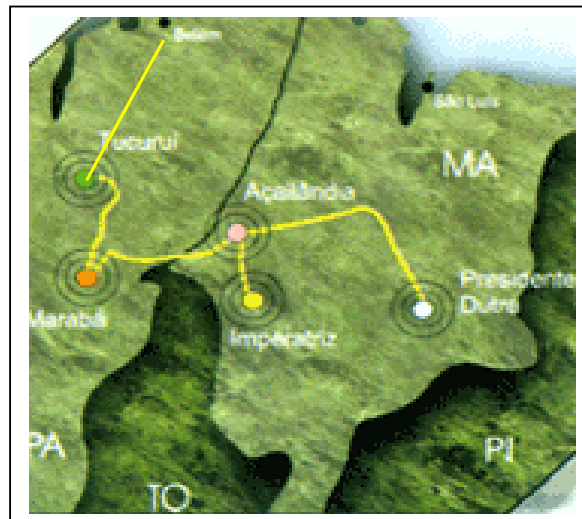


FIGURA 5.1 Mapa de Localização das Linhas de Transmissão

O empreendimento com investimentos da ordem de R\$ 1,2 bilhão foi iniciado com a mobilização de equipes de topografia para levantamento de perfil ao longo do eixo da LT e cadastramento de proprietários a serem indenizados pelos investidores devido à desapropriação de terras ao longo da faixa de domínio. Com o perfil topográfico, a equipe de engenharia no escritório a partir de programa computacional especializado propôs as locações das estruturas. Nesta etapa do projeto é buscada uma configuração ótima, onde o objetivo é a maior incidência de torres estaiadas por serem mais leves e econômicas com espaçamento máximo entre elas. Terminado o projeto preliminar de engenharia, os locais das torres foram materializadas em campo, sendo deslocadas quando da ocorrência de algum impedimento (área de proteção ambiental, fundações em locais inundáveis, moradias, etc).

Dentre várias características interessantes técnica e economicamente neste trabalho (tipos de torres, tipos de cabos, etc.) as fundações tracionadas de torres estaiadas serão abordadas com ênfase. Isto é devido à grande preocupação na construção em relação ao desempenho destes componentes do sistema por parte do cliente e seus consultores. Logo a seguir, o projeto de fundações (concepção, tipos de solos adotados, parâmetros geotécnicos, aplicações, formas das estruturas de fundações, etc.) deste empreendimento será apresentado.

### **5.3 AS FUNDAÇÕES**

Para definição dos parâmetros geotécnicos do projeto foram executadas sondagens ao longo dos traçados das LT. Constitui como prática de projetos de fundações de torres a execução de dois tipos de sondagens: trado e SPT (Standard Penetration Test). Por serem rápidas, simples e mais baratas, as sondagens a trado foram executadas em todas as estruturas. Como critério de projeto, as investigações tipo SPT foram executadas em média a cada cinco quilômetros. Orientada pela equipe de projeto, a fiscalização em campo adotava novos pontos a serem executadas sondagens SPT como por exemplo torres com grandes deflexões, ancoragens, alteração visível do tipo de terreno, topografias em baixas elevações, locais inundáveis com alta saturação, etc.

Inicialmente o solo foi avaliado pela sua granulometria sendo admitidos dois grupos: arenosos e argilo-arenosos. Em seguida, quatro subtipos de solo foram definidos em função do número de golpes  $N_{SPT}$  obtido nas sondagens à percussão (SPT) realizadas. Os parâmetros geotécnicos admitidos no projeto (número de golpes  $N_{SPT}$ , peso específico do solo –  $\gamma_{solo}$ , intercepto de coesão e ângulo de atrito) foram assumidos em função do conhecimento histórico do solo local. Todos estes parâmetros são listados na Tab. 5.1. para solos areno-argilosos e na Tab. 5.2 para solos arenosos.



O solo tipo III difere do tipo IV devido à submersão (presença de nível de água acima da cota de assentamento da fundação) deste último. Para os diversos terrenos encontrados foram indicados quatro tipos de fundações: vigas com seção em forma de “L” pré-moldadas, blocos cilíndricos moldados in situ (tubulões sem base alargada), blocos prismáticos moldados in situ e estacas metálicas helicoidais.

Os blocos cilíndricos projetados para os solos tipo I, II e III (foco do presente trabalho) apresentaram diâmetro constante de oitenta centímetros e profundidade de assentamento variável em relação ao tipo de solo conforme a Fig. 5.2. Para fundações em solos tipo IV foram adotadas vigas com seção em forma de “L” pré-moldadas, ou blocos prismáticos moldados in loco ou estacas metálicas helicoidais.

TABELA 5.1 Parâmetros Geotécnicos de Projeto dos Solos Argilo-Arenosos

TIPO SOLO	$N_{SPT}$	$\gamma_{SOLO}$ (KN/M <sup>3</sup> )	INTERCEPTO DE COESÃO (KPA)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
I	$N_{SPT} \geq 12$	16	30	22
II	$8 \leq N_{SPT} < 12$	15	25	20
III	$4 \leq N_{SPT} < 8$	13	15	15
IV	$4 \leq N_{SPT} < 8$	10	10	13

TABELA 5.2 Parâmetros Geotécnicos de Projeto dos Solos Arenosos

TIPO SOLO	$N_{SPT}$	$\gamma_{SOLO}$ (KN/M <sup>3</sup> )	INTERCEPTO DE COESÃO (KPA)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
I	$N_{SPT} \geq 12$	16	0	35
II	$8 \leq N_{SPT} < 12$	15	0	30
III	$4 \leq N_{SPT} < 8$	13	0	25
IV	$4 \leq N_{SPT} < 8$	10	0	20

A Tab. 5.3 apresenta os tipos de fundações adotados neste empreendimento para os tipos de solos padronizados.

TABELA 5.3 Tipos de Fundações por Tipo de Solo

FUNDAÇÃO	TERRENO			
	I	II	III	IV
BLOCO CILÍNDRICO MOLDADO <i>IN SITU</i>	X	X	X	
ÂNCORA HELICOIDAL			X	X
VIGA COM SEÇÃO EM FORMA DE “L” PRÉ-MOLDADA				X
BLOCO PRISMÁTICO MOLDADO <i>IN SITU</i>				X

Importante afirmar neste ponto que as fundações ensaiadas para este trabalho foram os blocos cilíndricos executados in situ para solos tipo I, II e III, onde foram levantados os questionamentos a serem avaliados e devidamente estudados neste trabalho.

Os cabos de estais transmitem aos tirantes das fundações apenas cargas de tração que atuam na direção dos estais. Desta forma, estas fundações são dimensionadas para esforços de tração inclinados com verificação da possibilidade de ruptura nas direções vertical e horizontal. No caso da direção vertical, o dimensionamento à tração foi efetuado com base no denominado método do cone. A componente horizontal da carga foi verificada através de teorias de empuxo de terra, desprezando-se a coesão do solo e com estabelecimento de uma tensão limite.

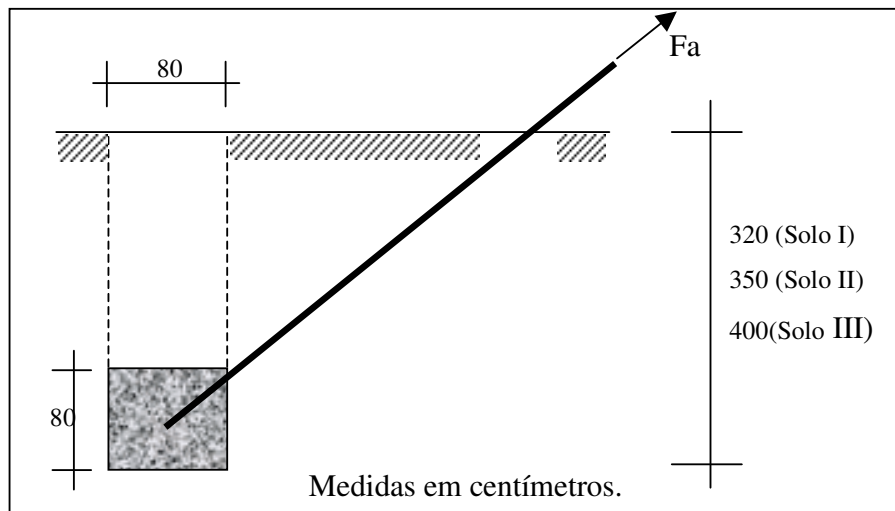


FIGURA 5.2 Dimensões das Fundações para Solos I, II e III

## 5.4 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES DE TORRES ESTAIADAS

Neste empreendimento de alto investimento foram avaliados os cuidados relativos à segurança e garantia da transmissão da energia sem interrupções. Partindo da constatação de que a maioria das torres das LT é do tipo estaiada, o Consórcio Alusa-Schahin-Eletróbrás indicou algumas torres e fundações em solos tipo I, II e III onde seriam necessários ensaios de validação das fundações executadas pelos empreiteiros.

Estes ensaios foram executados com o intuito de se verificar limites impostos aos deslocamentos máximos da fundação (sob carregamento axial máximo de tração nos estais da torre transmitido aos tirantes) e aos deslocamentos residuais (após descarregamento). Os critérios de aprovação adotados foram: (1) deslocamentos máximos inferiores a 50 mm e

(2) deslocamentos residuais inferiores a 25 mm. Os limites adotados para deslocamentos máximos e deslocamentos residuais foram definidos em função da experiência dos engenheiros calculistas em relação aos solos locais. Por restrição de tempo, as fundações reprovadas eram descartadas e estacas metálicas helicoidais executadas no local.

Foram executados 471 (quatrocentos e setenta e um) ensaios nas fundações das LT construídas. Na Tab. 5.4. abaixo podemos perceber a porcentagem de fundações de estais ensaiadas em relação à quantidade de estais construídos em cada LT.

A LT 500 kV Tucuruí – Vila do Conde foi a primeira a ser construída onde os questionamentos foram maiores. Isto se deve ao fato de nesta LT passar por região com terreno seriamente comprometido pela variação do nível de água no solo. A partir da aprovação dos resultados obtidos nesta primeira série de ensaios a necessidade de constatar a eficiência dos demais trechos foi reduzida. Este fato foi comprovado nos ensaios realizados, não apresentando problemas com os deslocamentos observados.

TABELA 5.4 Quantitativo de Ensaios de Arrancamento por LT.

LT 500 kV	Comprimento da LT (km)	Fundações de Estais Executadas	Estais Ensaizados	% do Total
Tucuruí – Vila do Conde	324,1	1976	351	17,76
Tucuruí - Marabá	217,5	1152	36	3,13
Marabá - Açailândia	237,6	1736	20	1,15
Açailândia - Imperatriz	56,8	356	14	3,93
Açailândia – Presidente Dutra	414,9	2560	50	1,95

## 5.5 DETALHAMENTO DO ENSAIO DE CAMPO

O procedimento detalhado do método executivo deste tipo de ensaio será abordado a seguir. O equipamento utilizado nos ensaios foi um tripé metálico conforme se pode perceber nas fotos deste item. Trata-se do procedimento adotado no presente trabalho. Ressalta-se que outros tipos de equipamentos também são comumente utilizados (tal como as vigas de reação), sendo o tripé um dos mais utilizados.

### 5.5.1 PREPARAÇÃO DO TERRENO

Após definição da torre e do estai a ter sua fundação testada, o primeiro passo é a execução de pequenas escavações para assentamento das patas do tripé de ensaio ao lado do estai, conforme mostrado na Fig. 5.3.



FIGURA 5.3 Cavas para assentamento das patas do Tripé de Ensaio.

### 5.5.2 MONTAGEM DO TRIPÉ DE ENSAIO

Conforme Fig. 5.4 e Fig. 5.5, concomitantemente à escavação das valas, realiza-se a montagem do tripé em campo.

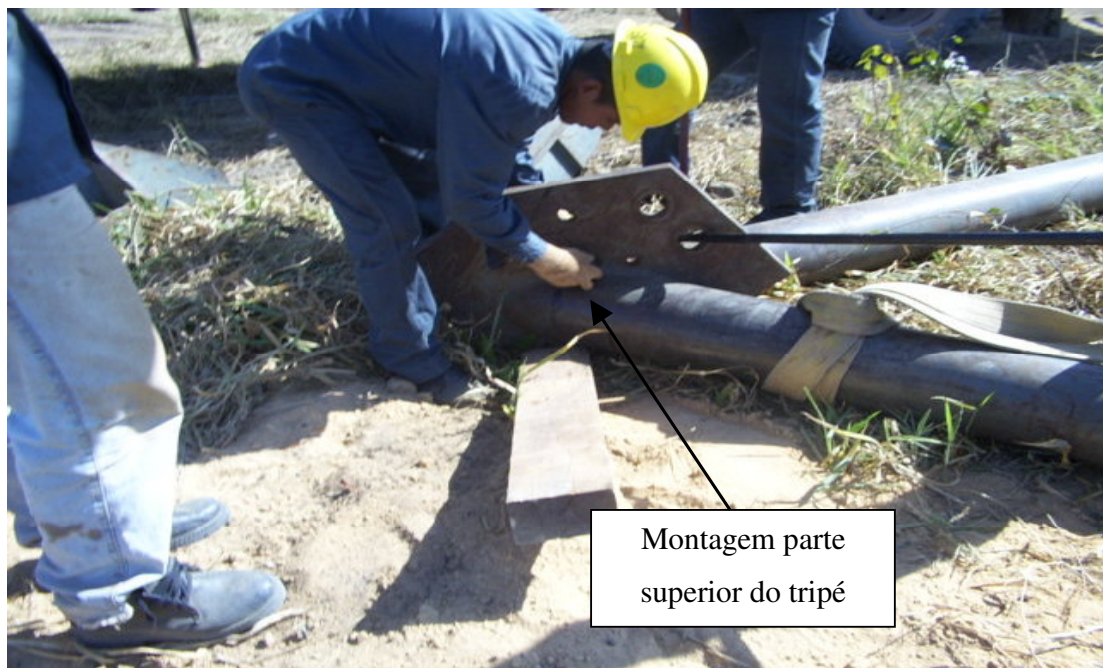


FIGURA 5.4 Fixação das duas pernas maiores na extremidade superior do tripé.

### 5.5.3 LEVANTAMENTO DO ESTAI PROVISÓRIO

Neste tipo de ensaio, o estai a ser ensaiado deverá ter o seu cabo retirado. Por motivos óbvios de física e manutenção de equilíbrio, devemos com isso instalar um cabo de estai

provisório na torre. Uma extremidade do cabo ficará fixa na torre e a outra no nosso caso específico em um caminhão de turma. Veja as Fig. 5.6 e 5.7.



FIGURA 5.5 Fixação da terceira pata do tripé.



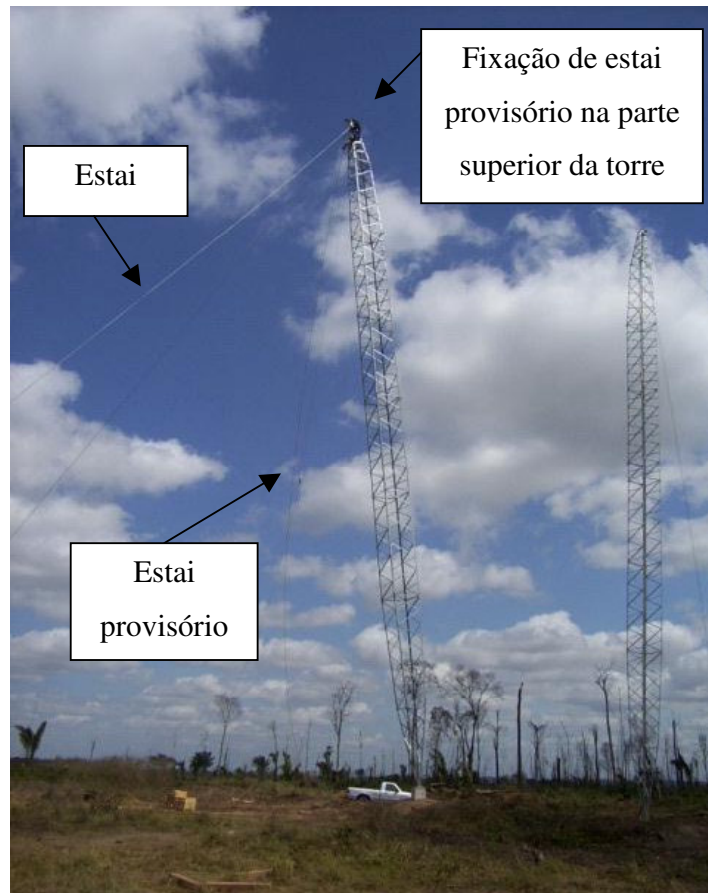


FIGURA 5.6 Fixação na torre do estai provisório.



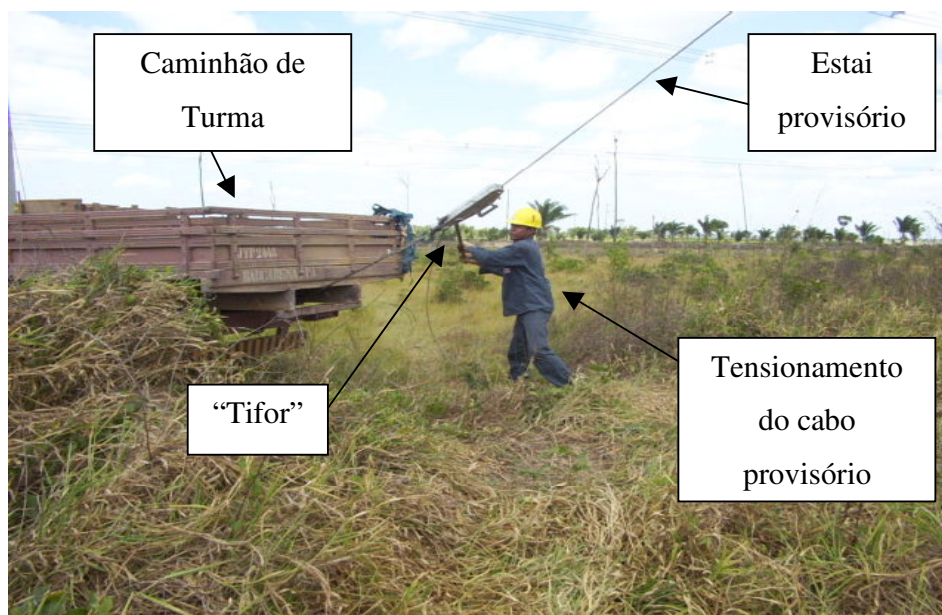


FIGURA 5.7 Estai provisório preso ao caminhão de turma.

#### 5.5.4 RETIRADA DO GRAMPO U DO ESTAI ENSAIADO E ALÍVIO DOS OUTROS ESTAIS

Antes da retirada do estai do tirante a ser ensaiado procede-se ao afrouxamento dos outros três estais. Sendo assim, a tração nos cabos de estais é diminuída e principalmente, torna-se mais fácil a retirada do estai de ensaio. Veja as Fig. 5.8. e 5.9.



FIGURA 5.8 Alívio de tensão nos estais não ensaiados.

### 5.5.5 NIVELAMENTO DO TRIPÉ DE ENSAIO

O equipamento de ensaio deverá aplicar o carregamento no eixo da barra. Ou seja, o tripé será nivelado para evitar-se a ação de esforços adicionais que provocariam conseqüentes deslocamentos resultantes. Veja as Fig. 5.10. e 5.11.



FIGURA 5.9 Retirada do grampo U e do cabo do estai.



FIGURA 5.10 Alinhamento do equipamento.





FIGURA 5.11 Adição de madeira para nivelamento do equipamento.

### 5.5.6 PROVA DE CARGA

O equipamento de ensaio deverá aplicar o carregamento no eixo da barra. Ou seja, o tripé será nivelado para evitar-se a ação de esforços adicionais que provocariam conseqüentes deslocamentos resultantes. Veja as Fig. 5.10. e 5.11.

Após nivelamento do tripé, o cilindro de tração é conectado na barra através de luvas de emenda, pontas de barra, manilha e pinos. A Bomba Hidráulica é introduzida ao sistema para aplicação de pressão. O Manômetro está acoplado à bomba e é neste que se realizam as leituras de pressão. As leituras são convertidas em cargas através de tabela emitida pela

empreiteira e entregue para conhecimento do Cliente. A placa utilizada para deslizamento dos medidores de deslocamento é a própria Placa de Ancoragem utilizada no projeto da fundação, pois esta já apresenta o furo da barra. Para não ocorrência de deslizamento desta na barra foram apertadas contra-porcas e / ou porcas do sistema acima e abaixo da própria placa. Garantia-se assim a estabilidade das medidas. Os medidores de deslocamentos em número de dois eram observados todo momento. As leituras foram feitas com pequenos intervalos de tempo (Veja Fig. 5.17). Os medidores de deslocamentos eram constantemente observados quanto à adição de esforços que “não representariam a realidade”. Todos os acontecimentos foram relatados nas planilhas de ensaio. Veja as Fig. 5.12 até 5.16.



FIGURA 5.12 Detalhe da bomba hidráulica.

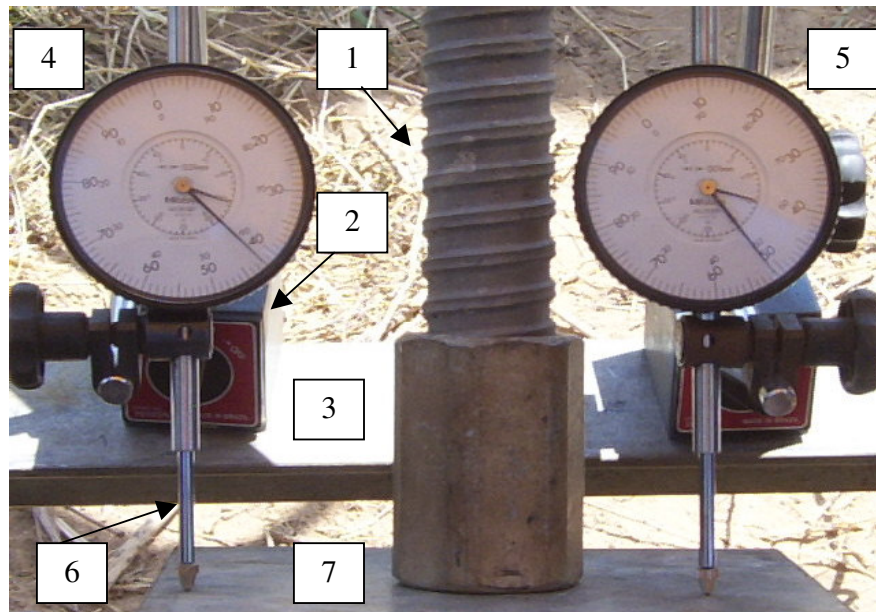


FIGURA 5.13 Detalhe dos medidores de deslocamentos.

Legenda:

- 1 – Tirante do estai.
- 2 – Base magnética.
- 3 – Cantoneira de apoio das bases magnéticas.
- 4 – Medidor de deslocamentos E1.
- 5 – Medidor de deslocamentos E2.
- 6 – Haste do medidor de deslocamentos.
- 7 – Placa com furo central para apoio de haste do medidos de deslocamentos.





FIGURA 5.14 Vista geral do ensaio.



FIGURA 5.15 Detalhe da inclinação do estai ensaiado.



FIGURA 5.16 Vista geral do ensaio – Bombeamento.

## 5.6 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

O dispositivo de aplicação de carga era constituído por um atuador hidráulico alimentado por bombas manuais, atuando contra um sistema de reação estável. O atuador hidráulico apresentava capacidade máxima de 400 kN e curso de êmbolo compatível com os deslocamentos esperados entre o topo da fundação e o sistema de reação. O tripé de reação apresentava resistência e rigidez para suportar com segurança a carga máxima de 600 kN e ficava apoiado sobre o solo através de sapatas projetadas com capacidade de carga à compressão de pelo menos 50% superior às máximas cargas previstas para os ensaios. A tensão transmitida ao solo pelas sapatas de reação deve estar compatibilizada com a



capacidade superficial do solo em termos de resistência e deformação. Quando necessário, o solo foi reforçado ou a sapata aumentada.

Na execução dos ensaios os seguintes cuidados foram tomados:

- Realização de medições das cargas aplicadas e dos deslocamentos axiais no ponto de ligação da haste com o equipamento de ensaio, conforme apresentado nas Fig. 5.12, 5.13 e 5.14;
- Aplicação de cargas perfeitamente axiais à haste e medidas através de manômetro instalado no sistema de alimentação do atuador hidráulico, conforme apresenta a Fig. 5.15;
- O manômetro utilizado tem capacidade de leitura (subdivisão) que não ultrapasse 25% à máxima carga prevista no ensaio de carga e com graduação que permitisse uma precisão mínima de 2,5 kN. O conjunto atuador hidráulico, bomba hidráulica, manômetro/célula de carga utilizado foi calibrado e apresentava certificado de calibração atualizado;
- Os deslocamentos axiais do topo da haste foram medidos simultaneamente através de dois medidores de deslocamentos instalados em eixos ortogonais. Os medidores de deslocamentos têm no mínimo 50 mm de curso e permitem leituras diretas de 0,01mm, conforme a Fig. 5.13;
- Por segurança, os possíveis movimentos laterais da haste foram continuamente acompanhados para verificação de eventual introdução de esforços adicionais não desejáveis;
- Os medidores de deslocamentos foram fixados em vigas de referência com rigidez compatível com a sensibilidade das medidas. Adicionalmente tais vigas se

apresentavam livres de eventuais movimentos do terreno. Para tanto foram simplesmente apoiadas em ambas as extremidades em peças fixadas no solo fora da área de influência da movimentação do solo por ação dos deslocamentos e aplicação das cargas;

- Os efeitos externos (temperatura e vento) eram evitados ou avaliados quando os deslocamentos por eles provocados fossem significativos.

LT 500 kV AÇAILÂNDIA-PRESIDENTE DUTRA								
PLANILHA DE APLICAÇÃO DAS CARGAS E DESLOCAMENTOS								
PROVA DE CARGA Nº: 01 Torre 0/3 (ESTAI C)					Observações:			
ÁREA: 396,9cm <sup>2</sup>		SOLO:			Tanto o deslocamento máximo (2º Ciclo) = 11,10mm e residual = 6,93mm, satisfazem os limites impostos pelo procedimento (50 e 25 mm, respectivamente). Observamos também a convergência dos deslocamentos. Não observamos nenhum indicativo de ruptura, sendo os valores encontrados satisfatórios. Desta forma, a fundação está apta a exercer seu trabalho sem prejuízo algum à segurança e desempenho.			
SOLO TIPO: III		<input checked="" type="checkbox"/> ARENOSO <input checked="" type="checkbox"/> ARGILOSO						
Data de Execução da Fundação: 05/05/2002								
Data de Execução da Prova de Carga: 25/06/2002								
Hora Início: 14:00h								
Hora Término: 16:35h					Responsável: Engº Crysthian Purcino			
Condições Atmosféricas:								
<input checked="" type="checkbox"/> BOM <input type="checkbox"/> NUBLADO <input type="checkbox"/> CHUVA								
Carga de serviço = 24 tf ; Carga última = 26 tf								
Ciclos	Carga (tf)	% Carga Máx. do Ciclo	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (mim)	Deslocamento (mm)			
					Leitura E1	Leitura E2	Média EM	Desloc.
Carga de Ajuste	0,0	0,0	0	-	-	-	-	-
	4,0	16,7	10	-	-	-	-	-
Ciclo para carga de ajuste	4,0	16,7	10	2	0,00	0,00	0,00	0,00
	8,0	33,3	20	2	1,21	1,23	1,22	1,22
	8,0	33,3	20	4	1,21	1,23	1,22	0,00
	8,0	33,3	20	6	1,21	1,23	1,22	0,00
	8,0	33,3	20	8	1,21	1,23	1,22	0,00
	8,0	33,3	20	10	1,21	1,23	1,22	0,00
	12,0	50,0	30	0	2,33	2,41	2,37	1,15
	12,0	50,0	30	2	2,38	2,46	2,42	0,05
	12,0	50,0	30	4	2,39	2,47	2,43	0,01
	12,0	50,0	30	6	2,42	2,50	2,46	0,03
	12,0	50,0	30	8	2,42	2,50	2,46	0,00
	12,0	50,0	30	10	2,43	2,50	2,47	0,00
	16,0	66,7	40	0	3,69	3,73	3,71	1,25
	16,0	66,7	40	2	3,74	3,79	3,77	0,06
	16,0	66,7	40	4	3,75	3,79	3,77	0,01
	16,0	66,7	40	6	3,75	3,80	3,78	0,00
	16,0	66,7	40	8	3,75	3,80	3,78	0,00
	16,0	66,7	40	10	3,75	3,80	3,78	0,00
	20,0	83,3	50	0	4,88	4,93	4,91	1,13
	20,0	83,3	50	2	5,06	5,10	5,08	0,18
	20,0	83,3	50	4	5,11	5,14	5,13	0,04
	20,0	83,3	50	6	5,13	5,16	5,15	0,02
	20,0	83,3	50	8	5,13	5,16	5,15	0,00
	20,0	83,3	50	10	5,13	5,16	5,15	0,00
	24,0	100,0	60	0	7,00	7,10	7,05	1,91
	24,0	100,0	60	2	8,77	8,85	8,81	1,76
	24,0	100,0	60	4	9,89	9,91	9,90	1,09
	24,0	100,0	60	6	10,33	10,44	10,39	0,48
	24,0	100,0	60	8	11,47	11,55	11,51	1,13
	24,0	100,0	60	10	12,09	12,20	12,15	0,63
	20,0	83,3	50	1	12,04	12,04	12,04	0,11
	16,0	66,7	40	1	11,13	11,14	11,14	0,90
12,0	50,0	30	1	9,95	10,00	9,98	1,16	
8,0	33,3	20	1	8,94	8,99	8,97	1,01	
4,0	16,7	10	1	7,73	7,81	7,77	1,20	
0,0	0,0	0	0	6,58	6,78	6,68	1,09	

FIGURA 5.17 Planilha de ensaio de arrancamento – Página 1/2.

Ciclos	Carga (tf)	% Carga Máx. do Ciclo	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (min)	Deslocamento (mm)			
					Leitura E1	Leitura E2	Média EM	Desloc.
<b>Ciclo para carga de serviço</b>	4,0	16,7	10	2	0,00	0,00	0,00	0,00
	8,0	33,3	20	2	1,02	1,03	1,03	1,03
	8,0	33,3	20	4	1,02	1,03	1,03	0,00
	8,0	33,3	20	6	1,02	1,03	1,03	0,00
	8,0	33,3	20	8	1,02	1,03	1,03	0,00
	8,0	33,3	20	10	1,02	1,03	1,03	0,00
	12,0	50,0	30	0	2,13	2,15	2,14	1,12
	12,0	50,0	30	2	2,14	2,15	2,15	0,01
	12,0	50,0	30	4	2,14	2,15	2,15	0,00
	12,0	50,0	30	6	2,16	2,17	2,17	0,02
	12,0	50,0	30	8	2,16	2,17	2,17	0,00
	12,0	50,0	30	10	2,16	2,17	2,17	0,00
	16,0	66,7	40	0	2,99	3,01	3,00	0,84
	16,0	66,7	40	2	2,99	3,01	3,00	0,00
	16,0	66,7	40	4	3,01	3,02	3,02	0,01
	16,0	66,7	40	6	3,01	3,02	3,02	0,00
	16,0	66,7	40	8	3,02	3,03	3,03	0,01
	16,0	66,7	40	10	3,02	3,03	3,03	0,00
	20,0	83,3	50	0	4,15	4,19	4,17	1,15
	20,0	83,3	50	2	4,15	4,20	4,18	0,01
	20,0	83,3	50	4	4,16	4,20	4,18	0,00
	20,0	83,3	50	6	4,16	4,20	4,18	0,00
	20,0	83,3	50	8	4,16	4,22	4,19	0,01
	20,0	83,3	50	10	4,16	4,22	4,19	0,00
	24,0	100,0	60	0	6,75	6,85	6,80	2,61
	24,0	100,0	60	2	8,45	8,57	8,51	1,71
	24,0	100,0	60	4	9,59	9,61	9,60	1,09
	24,0	100,0	60	6	10,01	10,12	10,07	0,47
	24,0	100,0	60	8	10,35	10,73	10,54	0,48
	24,0	100,0	60	10	10,90	11,29	11,10	0,56
	20,0	83,3	50	1	10,88	11,29	11,09	0,01
	16,0	66,7	40	1	10,28	10,80	10,54	0,55
12,0	50,0	30	1	9,30	9,83	9,57	0,97	
8,0	33,3	20	1	8,13	8,63	8,38	1,19	
4,0	16,7	10	1	6,93	6,93	6,93	1,45	
0,0	0,0	0	0	5,14	5,44	5,29	1,64	

Página 2/2

**ABB**

FIGURA 5.18 Planilha de ensaio de arrancamento – Página 2/2.

Nota: 1 tf ≈ 10 kN.

1 kgf/cm<sup>2</sup> ≈ 0,1 MN/m<sup>2</sup> = 0,1 MPa = 100 kPa

As características do solo onde foi executada a fundação submetida à prova de carga são determinadas com base em sondagens a trado e/ou SPT. Antes do início do primeiro ciclo

de cargas é aplicada preliminarmente 10% da carga máxima de projeto (carga de ajuste) para fins de acomodação inicial de folgas, ajustes e verificações dos equipamentos durante aproximadamente 1,0 (um) minuto. Todos os deslocamentos passam a ser medidos, para todos os ciclos de carga a partir dessa referência, isto é, caso necessário pode-se zerar os medidores de deslocamentos com a carga de ajuste aplicada. As cargas são aplicadas em estágios sucessivos de 40 kN, até atingir a carga máxima de tração prevista no ciclo de carga, permanecendo em cada estágio de carga um intervalo de 10 (dez) minutos. Estas cargas estão especificadas para cada ciclo na Planilha de Aplicação das Cargas e Deslocamentos, apresentada na Fig. 5.17. As leituras nos medidores de deslocamentos são anotadas na Planilha de Aplicação das Cargas e Deslocamentos. O valor EM indicado na planilha é a média dos deslocamentos em cada estágio, lidos nos medidores de deslocamentos E1 e E2. As leituras de referência para início dos ensaios são feitas 1,0 (um) minuto após a aplicação da carga de ajuste, desde que tenha havido estabilização. Os estágios sucessivos de 40 kN são mantidos durante 10,0 (dez) minutos efetuando-se em cada estágio as leituras dos deslocamentos. O descarregamento é iniciado após a realização da última leitura de deslocamentos referente à carga máxima de tração prevista no ciclo de carga e é efetuado continuamente a uma velocidade de aproximadamente 100 kN por minuto. As leituras são efetuadas em intervalos mínimos de 1,0 (um) minuto.

Neste trabalho, destaque é dado à engenharia de estruturas no contexto específico das fundações tracionadas de torres estaiadas (fundações dos estais) (Fig. 5.19).

A estrutura de uma torre estaiada apresenta quatro estais, e cada um com uma fundação correspondente. Cada fundação de estai apresenta dois modos de falha abordados neste trabalho (deslocamentos máximos excessivos e deslocamentos residuais excessivos). Em resumo, uma falha em um subsistema estai (por deslocamentos máximos ou residuais excessivos), implica falha no subsistema torre, o que resulta na falha do sistema Linha de Transmissão (Fig. 5.20).

FIGURA 5.19 Sistema Linha de Transmissão – Região de Atuação deste trabalho

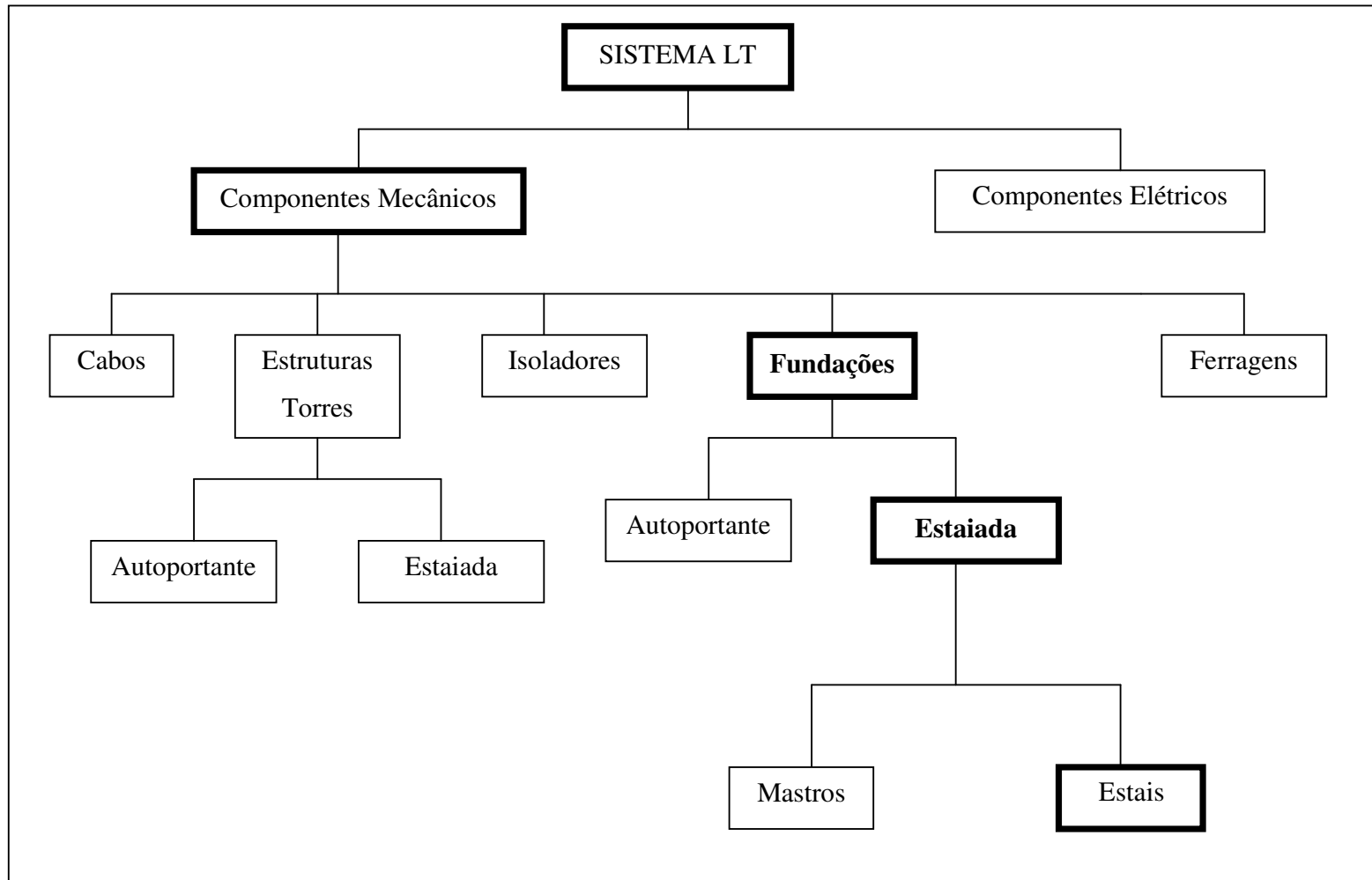
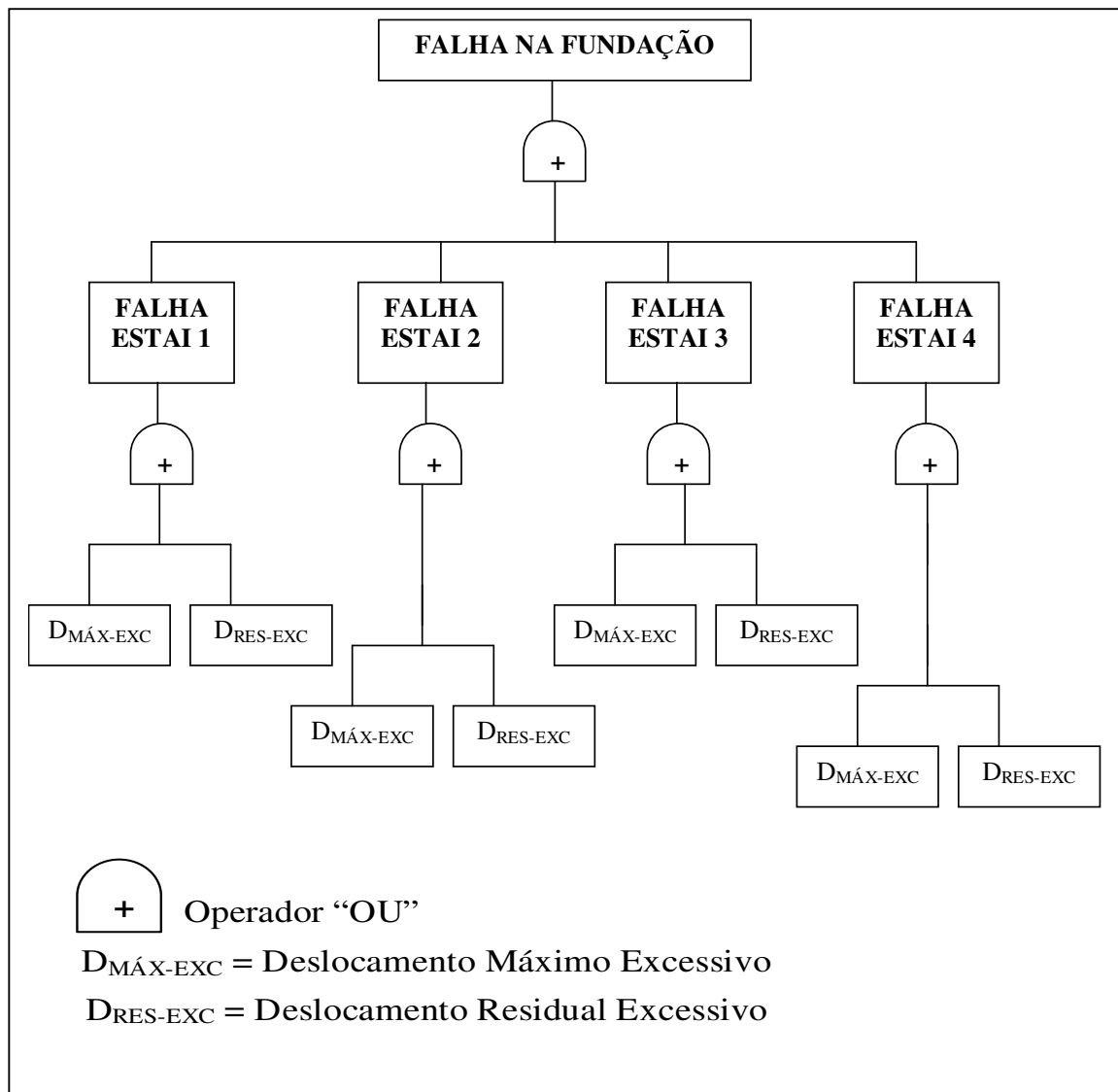


FIGURA 5.20 Árvore de Falha Fundações de Estais



## **5.7 TRATAMENTO ESTATÍSTICO**

### **5.7.1 PARÂMETROS E DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADES**

Cada um dos 471 (quatrocentos e setenta e um) ensaios de arrancamento em fundações gerou planilhas de ensaios correspondentes (Fig. 5.17 e 5.18). De posse destes resultados, o primeiro passo foi executar a separação dos dados nos três tipos de solo padrão do projeto em questão sendo então estudados 97 (noventa e sete) ensaios em solo I, 211 (duzentos e onze) ensaios em solo II e 163 (cento e sessenta e três) ensaios em solo III. Em seguida, de cada planilha foram extraídos os maiores valores referentes aos deslocamentos máximos e residuais.

Com a utilização do software MATLAB<sup>®</sup>, para cada um dos três tipos de solo foram elaborados histogramas correspondentes a deslocamentos máximos e deslocamentos residuais. Por inspeção, foram selecionadas algumas distribuições de probabilidade.

O teste de aderência do qui-quadrado foi executado para resolver este problema e definir uma alternativa por grupo estudado onde havia mais de uma opção encontrada por inspeção. Além disso, o mesmo teste verificou a validade das distribuições nos grupos onde por inspeção havia sido definida apenas uma opção. A seguir são expostos os cálculos e verificações procedentes dos testes realizados.

Para deslocamentos máximos em solo tipo I, por inspeção foi definida apenas a distribuição Weibull. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% confirmou a escolha conforme mostram os resultados na Tab. 5.5 abaixo.



TABELA 5.5 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Máximos em Solo I

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 5	10	18,19	67,076	3,688
5 a 10	39	28,83	103,429	3,588
10 a 15	21	23,41	5,808	0,248
15 a 20	14	14,47	0,221	0,015
20 a 25	4	7,35	11,223	1,527
25 a 30	5	3,17	3,349	1,056
30 a 35	3	1,11	3,572	3,218
35 a 40	1	0,39	0,372	0,954
40 a 45	0	0,08	0,006	0,080
> 45	0	0,00	0,000	0,000
$\Sigma =$	97	97,00	-	<b>14,374</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,9} = 21,7$ . Como  $14,374 < 21,7$ , então a distribuição weibull é aceita como representativa dos deslocamentos máximos em solo tipo I e apresentada na Fig. 5.21.

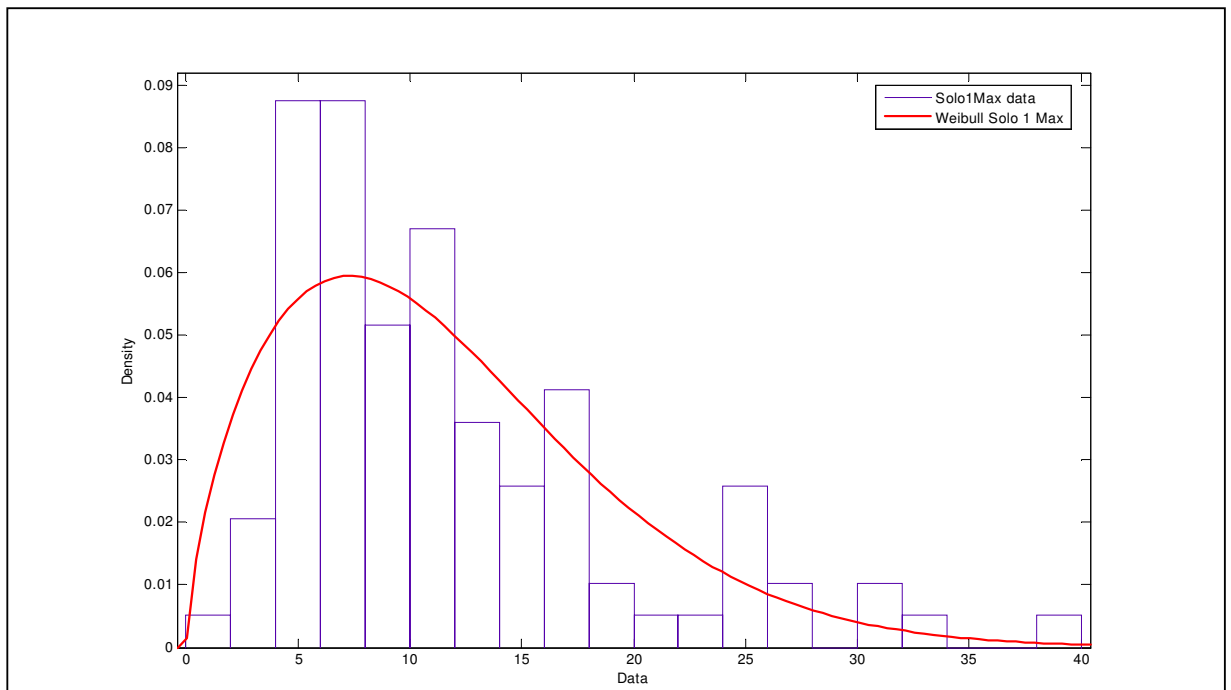


FIGURA 5.21 Distribuição Weibull – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo I

Para deslocamentos residuais em solo tipo I, por inspeção foi definida apenas a distribuição exponencial. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% confirmou a escolha conforme mostram os resultados na Tab. 5.6 abaixo.

TABELA 5.6 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo I

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 3	42	41,05	0,903	0,022
3 a 6	25	23,67	1,769	0,075
6 a 9	7	12,94	35,284	2,727
9 a 12	9	7,72	1,638	0,212
12 a 15	6	4,43	2,465	0,556
15 a 18	1	3,04	4,162	1,369
18 a 21	4	1,96	4,162	2,123
21 a 24	2	0,94	1,124	1,195
24 a 27	0	0,77	0,593	0,770
> 27	1	0,48	0,270	0,563
$\Sigma =$	97	97,00	-	<b>9,613</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,9} = 21,7$ . Como  $9,613 < 21,7$ , então a distribuição exponencial é aceita como representativa dos deslocamentos residuais em solo tipo I e apresentada na Fig. 5.22.

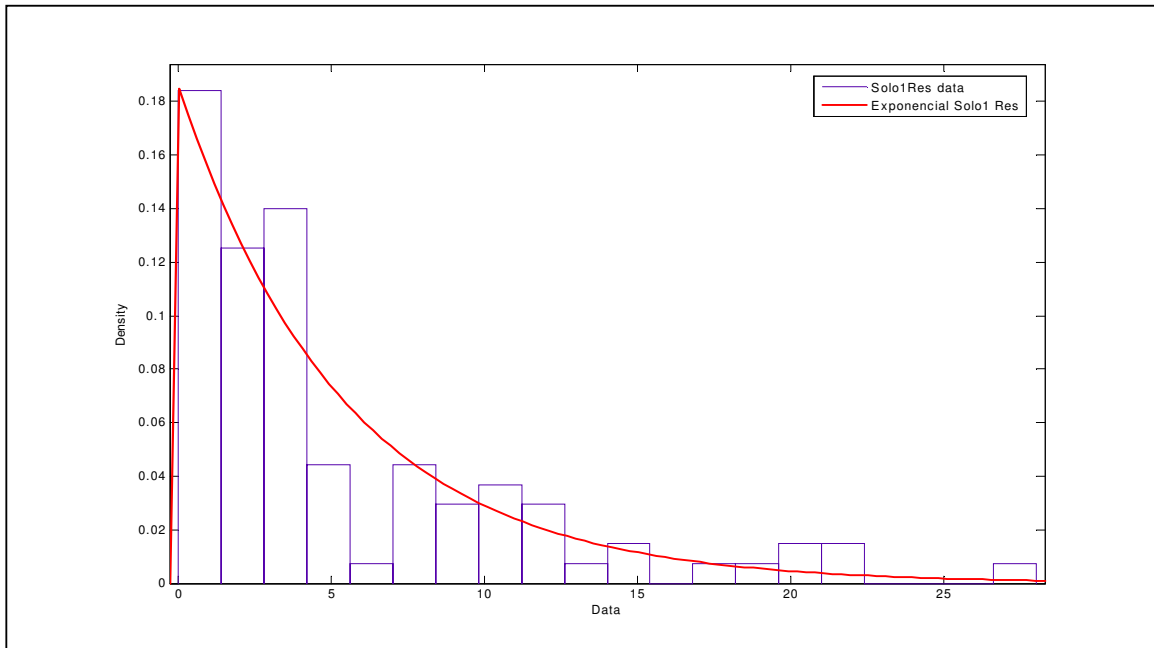


FIGURA 5.22 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo I

Para deslocamentos máximos em solo tipo II, por inspeção foi definida apenas a distribuição Weibull. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% confirmou a escolha conforme mostram os resultados na Tab. 5.7 abaixo.

TABELA 5.7 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Máximos em Solo II

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 6	26	32,75	45,563	1,391
6 a 9	69	60,53	71,741	1,185
9 a 12	45	39,14	34,340	0,877
12 a 15	25	31,99	48,860	1,527
15 a 18	16	22,88	47,334	2,069
18 a 21	11	14,57	12,745	0,875
21 a 24	6	8,34	5,476	0,657
24 a 27	5	4,32	0,462	0,107
> 27	8	3,16	23,426	7,413
$\Sigma =$	211	217,68	-	<b>16,101</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,8} = 20,1$ . Como  $16,101 < 20,1$ , então a distribuição weibull é aceita como representativa dos deslocamentos máximos em solo tipo II e apresentada na Fig. 5.23.

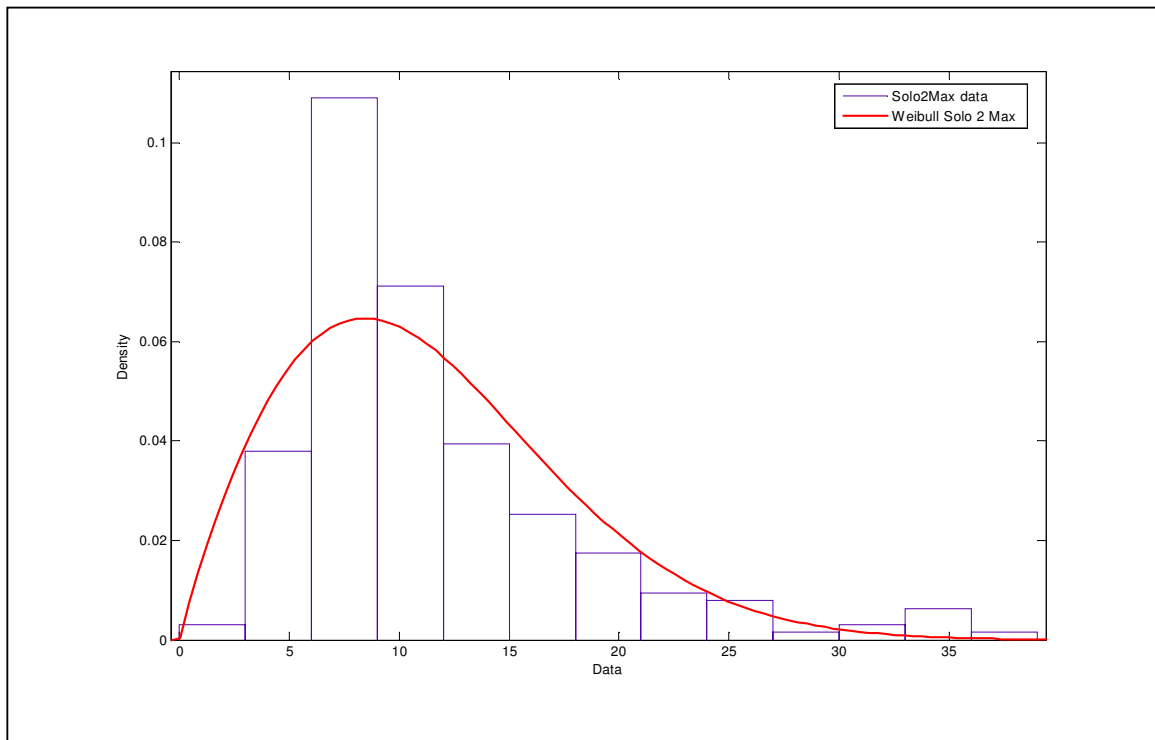


FIGURA 5.23 Distribuição Weibull – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo II

Para deslocamentos residuais em solo tipo II, por inspeção foram definidas as distribuições Weibull, gama e exponencial. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% resultou para cada distribuição os valores expostos nas tabelas, Tab. 5.8, 5.9 e 5.10 a seguir.

TABELA 5.8 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Residuais em Solo II

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 2	74	64,88	83,174	1,282
2 a 4	56	53,90	4,410	0,082
4 a 6	31	36,90	34,810	0,943
6 a 8	12	21,33	87,049	4,081
8 a 10	11	14,36	11,290	0,786
10 a 12	11	8,12	8,294	1,021
12 a 14	10	6,81	10,176	1,494
14 a 16	2	2,87	0,757	0,264
16 a 18	2	1,46	0,292	0,200
> 18	2	0,37	2,657	7,181
$\Sigma =$	211	211,00	-	<b>17,334</b>

TABELA 5.9 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Gama - Deslocamentos Residuais em Solo II

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 2	30	41,49	132,020	3,182
2 a 4	100	84,17	250,589	2,977
4 a 6	32	33,84	3,386	0,100
6 a 8	16	20,29	18,404	0,907
8 a 10	6	9,44	11,834	1,254
10 a 12	9	7,35	2,723	0,370
12 a 14	3	3,55	0,303	0,085
14 a 16	7	2,51	20,160	8,032
16 a 18	2	1,73	0,073	0,042
> 18	6	6,63	0,397	0,060
$\Sigma =$	211	211,00	-	<b>17,009</b>

TABELA 5.10 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo II

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 4	119	132,07	170,825	1,293
4 a 6	36	31,04	24,602	0,793
6 a 8	14	14,76	0,578	0,039
8 a 10	10	11,02	1,040	0,094
10 a 12	10	9,98	0,000	0,000
12 a 14	9	6,74	5,108	0,758
14 a 16	6	2,03	15,761	7,764
16 a 18	3	1,98	1,040	0,525
> 18	4	1,38	6,864	4,974
$\Sigma =$	211	211,00	-	<b>16,241</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,8} = 20,1$ . Das tabelas 5.8, 5.9 e 5.10, Como  $16,241 < 17,009 < 17,334 < 20,1$ , então a distribuição exponencial é escolhida e aceita como representativa dos deslocamentos residuais em solo tipo II e apresentada na Fig. 5.24.

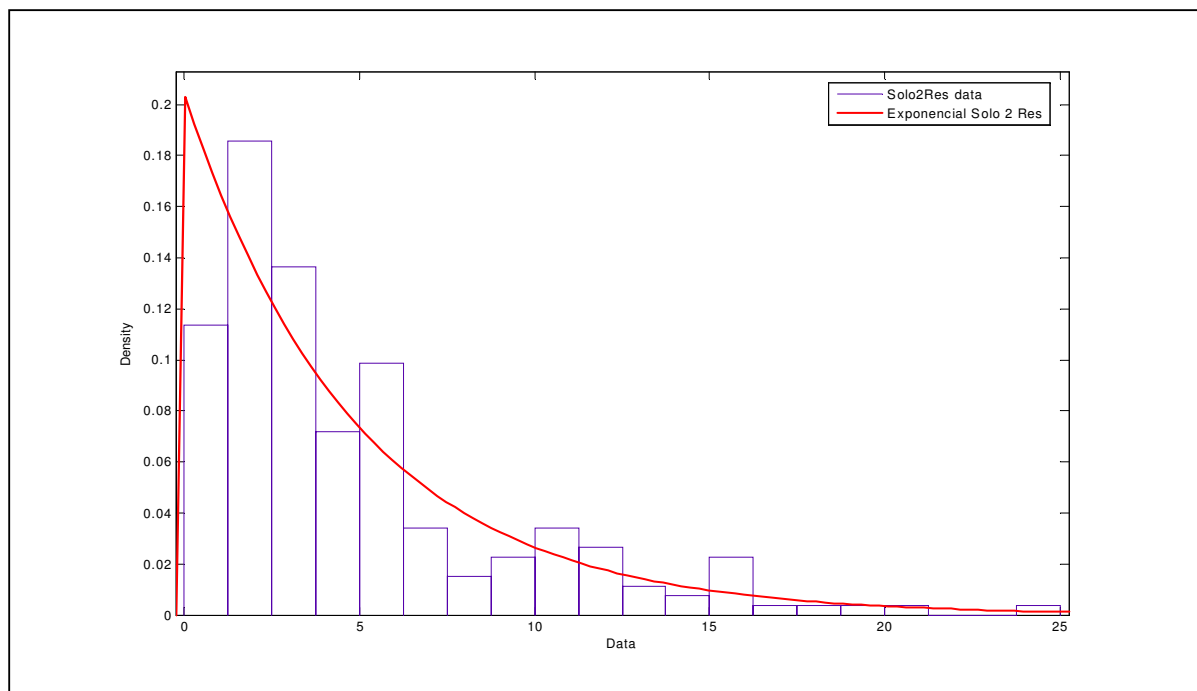


FIGURA 5.24 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo II

Para deslocamentos máximos em solo tipo III, por inspeção foi definida apenas a distribuição lognormal. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% confirmou a escolha conforme mostram os resultados na Tab. 5.11 abaixo.

TABELA 5.11 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Lognormal - Deslocamentos Máximos em Solo III

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 4	5	5,86	0,740	0,126
4 a 6	22	25,84	14,746	0,571
6 a 8	32	35,18	10,112	0,287
8 a 10	34	31,31	7,236	0,231
10 a 12	24	23,05	0,902	0,039
12 a 14	14	15,47	2,161	0,140
14 a 16	13	9,90	9,610	0,971
16 a 18	10	6,19	14,516	2,345
18 a 20	1	3,84	8,066	2,100
20 a 22	2	2,37	0,137	0,058
22 a 24	4	1,47	6,401	4,354
> 24	2	2,52	0,270	0,107
$\Sigma =$	163	163,00	-	<b>11,330</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,11} = 24,7$ . Como  $11,330 < 24,7$ , então a distribuição lognormal é aceita como representativa dos deslocamentos máximos em solo tipo III e apresentada na Fig. 5.25.

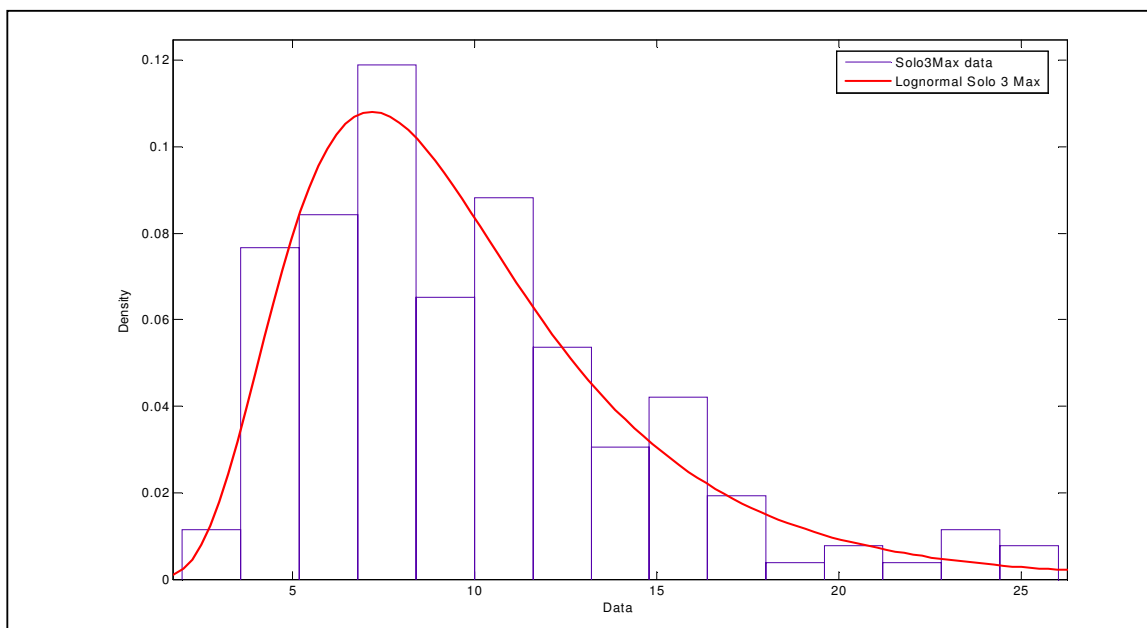


FIGURA 5.25 Distribuição Lognormal – Deslocamentos Máximos em Solo Tipo III

Para deslocamentos residuais em solo tipo III, por inspeção foram definidas as distribuições Weibull, lognormal e exponencial. O teste de aderência do qui-quadrado com nível de significância  $\alpha$  de 1% resultou para cada distribuição os valores expostos nas tabelas, Tab. 5.12, 5.13 e 5.14 a seguir.

TABELA 5.12 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Weibull - Deslocamentos Residuais em Solo III

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 2	57	60,85	14,823	0,244
2 a 4	43	40,92	4,326	0,106
4 a 6	24	25,43	2,045	0,080
6 a 8	12	15,30	10,890	0,712
8 a 10	11	9,03	3,881	0,430
10 a 12	5	5,25	0,063	0,012
12 a 14	6	3,02	8,880	2,941
14 a 16	1	1,72	0,518	0,301
16 a 18	2	0,97	1,061	1,094
> 18	2	0,51	2,220	4,353
$\Sigma =$	163	163,00	-	<b>10,272</b>



TABELA 5.13 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Lognormal - Deslocamentos Residuais em Solo III

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 2	57	74,23	296,873	3,999
2 a 4	43	38,80	17,640	0,455
4 a 6	24	20,27	13,913	0,686
6 a 8	12	11,06	0,884	0,080
8 a 10	11	6,56	19,714	3,005
10 a 12	5	4,14	0,740	0,179
12 a 14	6	3,09	8,468	2,740
14 a 16	1	1,32	0,102	0,078
16 a 18	2	1,88	0,014	0,008
> 18	2	1,65	0,123	0,074
$\Sigma =$	163	163,00	-	<b>11,304</b>

TABELA 5.14 Teste do Qui-Quadrado Distribuição Exponencial - Deslocamentos Residuais em Solo III

Deslocamento (mm)	Frequência Observada ( $n_i$ )	Frequência Teórica ( $e_i$ )	$(n_i - e_i)^2$	$(n_i - e_i)^2/e_i$
< 2	57	63,12	37,454	0,593
2 a 4	43	40,43	6,605	0,163
4 a 6	24	23,39	0,372	0,016
6 a 8	12	14,24	5,018	0,352
8 a 10	11	8,67	5,429	0,626
10 a 12	5	5,28	0,078	0,015
12 a 14	6	3,21	7,784	2,425
14 a 16	1	1,96	0,922	0,470
16 a 18	2	1,51	0,240	0,159
> 18	2	1,19	0,656	0,551
$\Sigma =$	163	163,00	-	<b>5,372</b>

Para  $\alpha = 1\%$ ,  $c_{0,99,9} = 21,7$ . Das tabelas 5.12, 5.13 e 5.14, Como  $5,372 < 10,272 < 11,304 < 21,7$ , então a distribuição exponencial é escolhida e aceita como representativa dos deslocamentos residuais em solo tipo III e apresentada na Fig. 5.26.

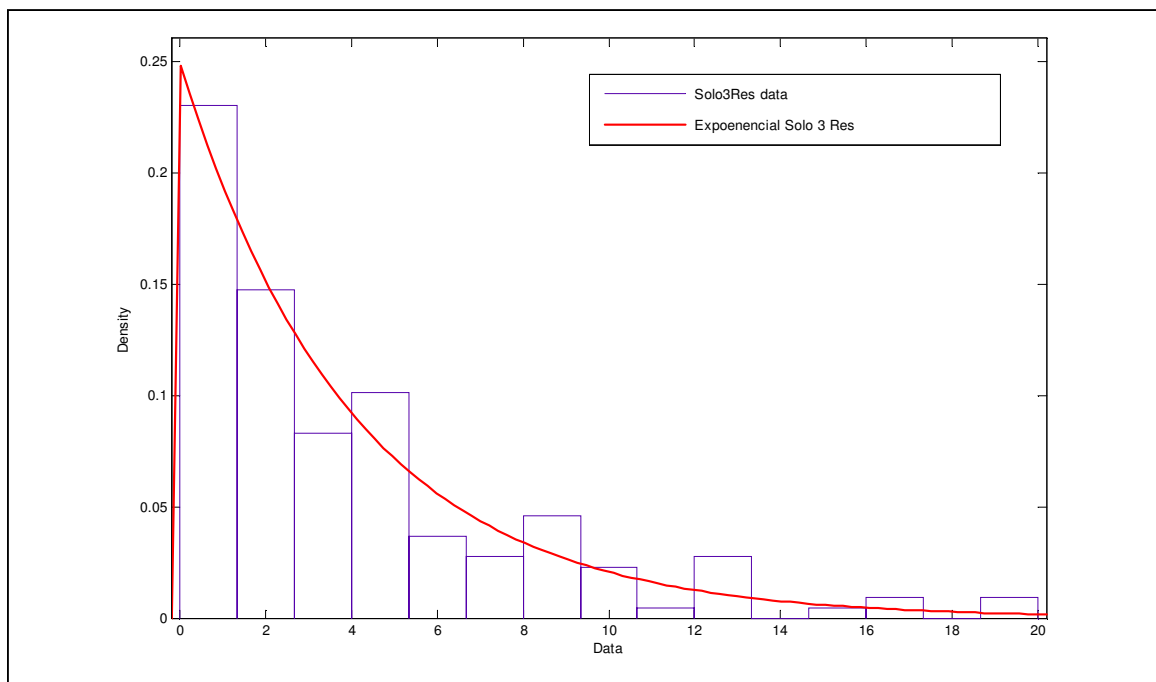


FIGURA 5.26 Distribuição Exponencial – Deslocamentos Residuais em Solo Tipo III

### 5.7.2 COVARIÂNCIA E CORRELAÇÃO ENTRE OS MODOS DE FALHA

Duas funções de desempenho  $g_1(X)$  e  $g_2(X)$  são definidas para representar os dois modos de falha avaliados neste trabalho para cada fundação.

O modo de falha relativo a deslocamentos máximos superiores ao deslocamento máximo admissível de 50 mm é representado na Eq. 5.1.

$$g_1(D_{MÁX}) = 50 - D_{MÁX} \quad ( 5.1 )$$

E o modo de falha relativo a deslocamentos residuais superiores ao deslocamento residual admissível de 25 mm é representado na Eq. 5.2.

$$g_2(D_{RES}) = 25 - D_{RES} \quad ( 5.2 )$$

Nas quais valores de  $g_1(D_{MÁX})$  e  $g_2(D_{RES})$  inferiores a zero indicam a falha do subsistema.

Para cada tipo de solo foram elaborados os cálculos correspondentes apresentados nas tabelas: 5.15, 5.16 e 5.17 para solos tipo I, II e III, respectivamente.

TABELA 5.15 Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo I

DADOS	$g_1(D_{MÁX})$	$g_2(D_{RES})$	$(D_{MÁX}-Média)^2$	$(D_{MÍN}-Média)^2$	$D_{MÁX} \times D_{RES}$
1	37,53	15,97	1408,50	255,04	599,35
2	24,29	6,83	590,00	46,65	165,90
3	32,40	11,59	1049,76	134,33	375,52
4	33,07	10,90	1093,62	118,81	360,46
5	31,48	14,81	990,99	219,34	466,22
6	42,71	21,25	1824,14	451,56	907,59
7	47,18	23,86	2225,95	569,30	1125,71
8	48,09	25,00	2312,65	625,00	1202,25
9	39,96	21,76	1596,80	473,50	869,53
10	46,48	24,94	2160,39	622,00	1159,21
...	...	...	...	...	...
95	40,00	20,00	1600,00	400,00	800,00
96	45,00	24,00	2025,00	576,00	1080,00
97	45,00	24,00	2025,00	576,00	1080,00

TABELA 5.16 Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo II

DADOS	$g_1(D_{MÁX})$	$g_2(D_{RES})$	$(D_{MÁX}-Média)^2$	$(D_{MÍN}-Média)^2$	$D_{MÁX} \times D_{RES}$
1	44,12	23,85	1946,57	568,82	1052,26
2	39,77	21,85	1581,65	477,42	868,97
3	44,92	24,52	2017,81	601,23	1101,44
4	16,77	5,55	281,23	30,80	93,07
5	30,13	10,86	907,82	117,94	327,21
6	43,59	23,77	1900,09	565,01	1036,13
7	39,06	18,63	1525,68	347,08	727,69
8	39,45	18,47	1556,30	341,14	728,64
9	42,45	20,65	1802,00	426,42	876,59
10	41,20	21,25	1697,44	451,56	875,50
...	...	...	...	...	...
209	43,00	23,00	1849,00	529,00	989,00
210	44,00	24,00	1936,00	576,00	1056,00
211	44,00	24,00	1936,00	576,00	1056,00

TABELA 5.17 Planilha de Cálculo para Covariância e Correlação Solo Tipo III

DADOS	$g_1(D_{MÁX})$	$g_2(D_{RES})$	$(D_{MÁX}-Média)^2$	$(D_{MÍN}-Média)^2$	$D_{MÁX} \times D_{RES}$
1	36,54	17,04	12,81	15,45	622,64
2	41,14	21,05	1,04	0,01	866,00
3	39,72	19,39	0,16	2,50	770,17
4	39,58	18,51	0,29	6,05	732,63
5	32,52	12,40	57,75	73,45	403,25
6	27,93	8,70	148,58	150,56	242,99
7	38,90	18,07	1,49	8,41	702,92
8	43,03	23,36	8,47	5,71	1005,18
9	35,90	16,16	17,80	23,14	580,14
10	37,62	17,76	6,25	10,31	668,13
...	...	...	...	...	...
161	42,00	21,00	1764,00	441,00	882,00
162	41,00	21,00	1681,00	441,00	861,00
163	41,00	20,00	1681,00	400,00	820,00

A Tab. 5.18 apresenta um resumo dos resultados apresentados nas tabelas 5.15 a 5.17.

TABELA 5.18 Covariância e Correlação Modos de Falha Fundação

<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>Tamanho da amostra (n)</b>	<b>Média <math>g_1</math> (<math>D_{MÁX}</math>)</b>	<b>Desvio <math>g_1</math> (<math>D_{MÁX}</math>)</b>	<b>Média <math>g_2</math> (<math>D_{RES}</math>)</b>	<b>Desvio <math>g_2</math> (<math>D_{RES}</math>)</b>	<b>Cov [<math>g_1(D_{MÁX})</math>, <math>g_2(D_{RES})</math>]</b>	<b><math>\rho</math> [<math>g_1(D_{MÁX})</math>, <math>g_2(D_{RES})</math>]</b>
<b>I</b>	97	38,52	7,62	19,66	5,81	36,55	0,83
<b>II</b>	211	38,80	6,52	20,08	4,40	24,11	0,84
<b>III</b>	163	40,12	4,67	20,97	3,97	15,22	0,82

A correlação entre os modos de falha foi aproximadamente o mesmo valor para os três tipos de solo. A correlação próxima da unidade em valor positivo indica que estes valores apresentam correlação positiva e que estão próximas de perfeitamente correlacionadas ( $\rho = 1,0$ ). Esta correlação positiva e próxima da unidade pode ser melhor visualizada através das figuras (Fig. 5.27, para solo tipo I, Fig. 5.28, para solo tipo II e Fig. 5.29, para solo tipo III).

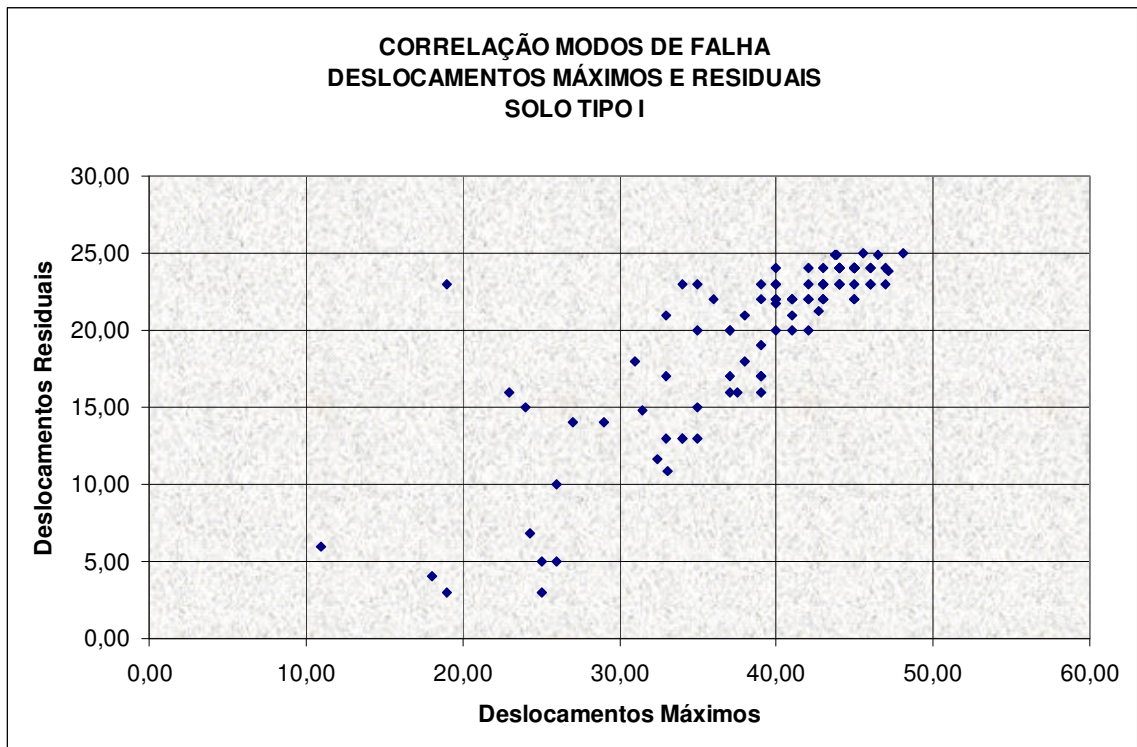


FIGURA 5.27 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo I

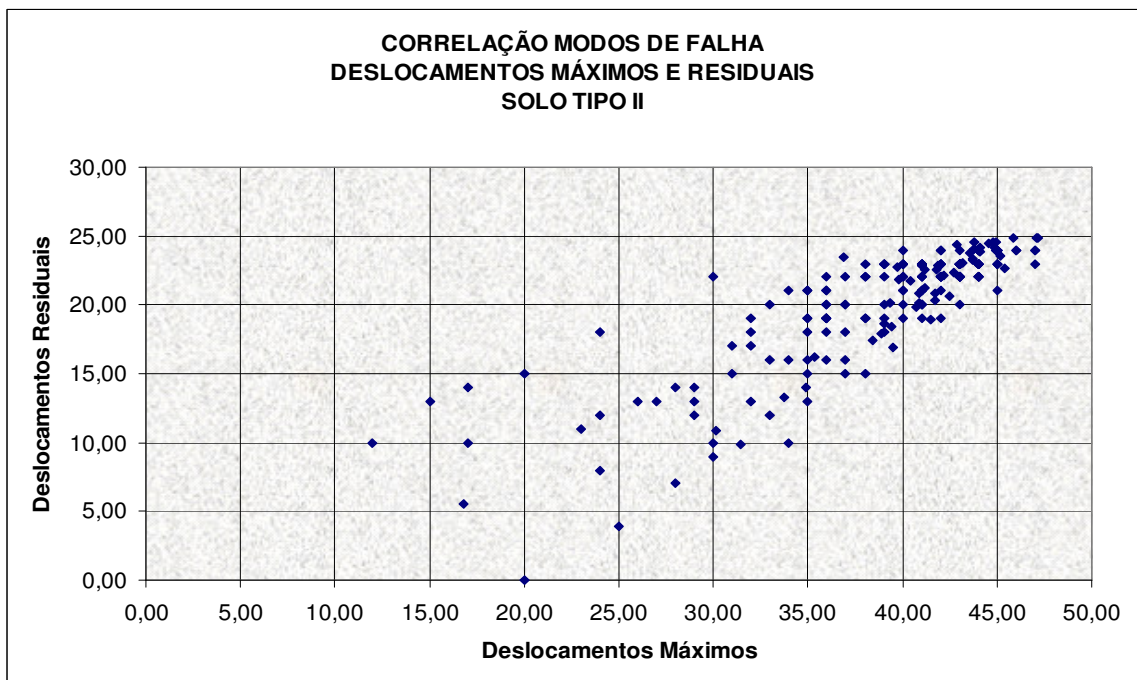


FIGURA 5.28 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo II

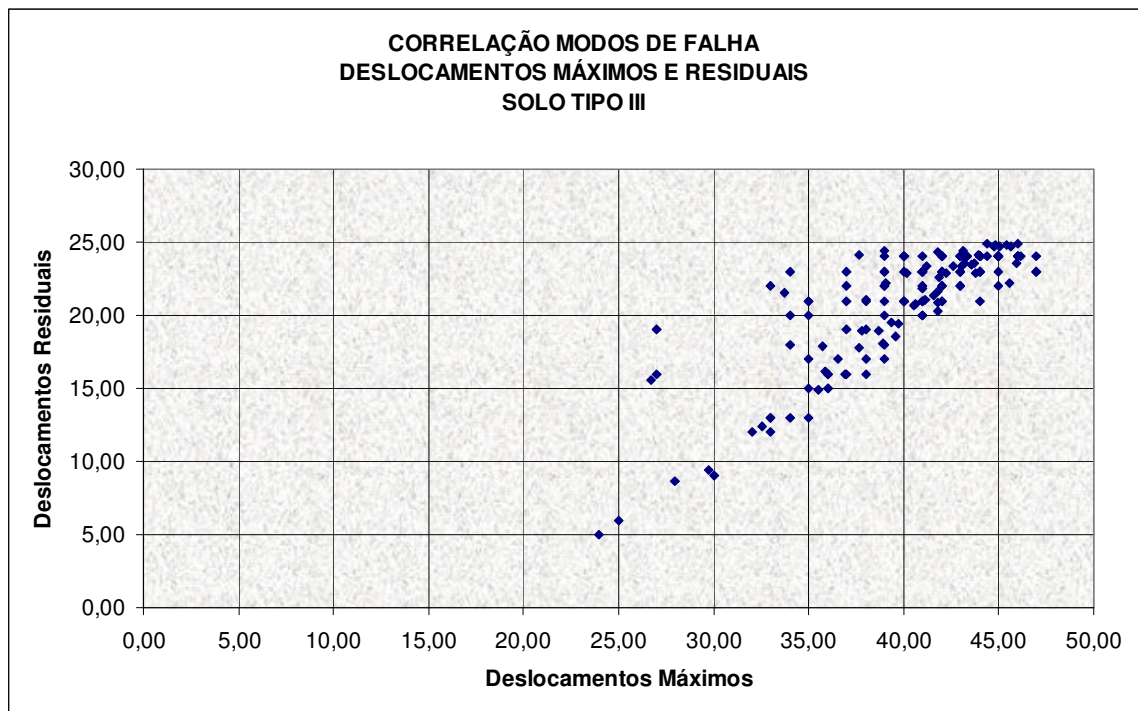


FIGURA 5.29 Correlação Modos de Falha – Solo Tipo III

## 5.8 PROBABILIDADE DE FALHA DAS FUNDAÇÕES

Conforme visto no capítulo 4, a probabilidade de falha foi calculada com base nos conceitos de Confiabilidade de Sistemas. Constatada a correlação positiva, como passo inicial as probabilidades de falha foram calculadas a partir do limite uni-modal.

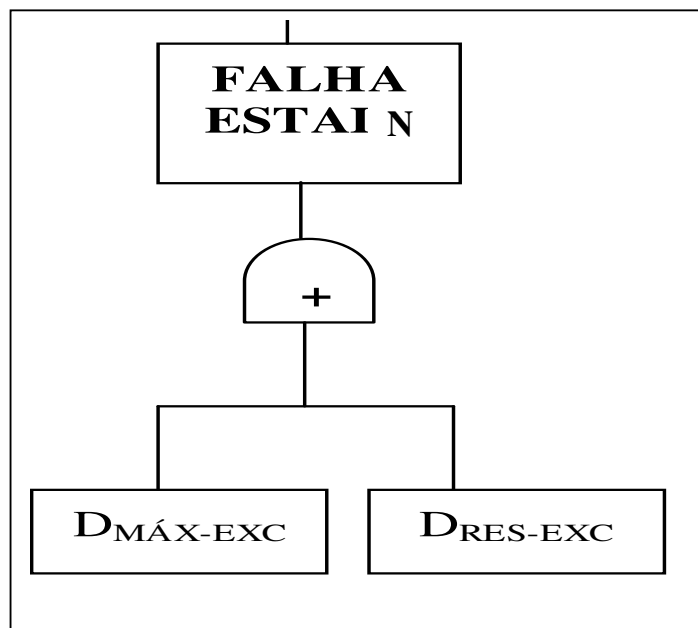
### 5.8.1 FALHA NO SUBSISTEMA ESTAI

Tomando por base a árvore de falha geral, apresentada anteriormente na Fig. 5.20, será avaliada como primeiro passo a probabilidade de falha do subsistema estai (Fig. 5.30). O subsistema estai falhará se ocorrer:

$$g_1(D_{MÁX}) = 50 - D_{MÁX} < 0 \quad ( 5.3 )$$

ou

$$g_2(D_{RES}) = 25 - D_{RES} < 0 \quad ( 5.4 )$$



N = 1, 2, 3 e 4.

FIGURA 5.30 Falha Subsistema Estai

A seguir na Tab. 5.19, apresentam-se os resultados referentes às probabilidades de falha calculadas para deslocamentos máximos excessivos. As distribuições de probabilidade



assumidas são limitadas pelo valor admissível para deslocamentos máximos de 50 mm e a probabilidade de falha -  $P(D_{Máx} > 50 \text{ mm})$  é calculada para este limite.

Nesta mesma tabela (Tab. 5.19), apresentam-se os resultados referentes às probabilidades de falha calculadas para deslocamentos residuais excessivos. As distribuições de probabilidade assumidas são limitadas pelo valor admissível para deslocamentos residuais de 25 mm e a probabilidade de falha -  $P(D_{Res} > 25 \text{ mm})$  é calculada para este limite.

TABELA 5.19 Probabilidade de Falha por Modo de Falha

SOLO	DISTRIBUIÇÃO	$P(D_{Máx} > 50 \text{ mm})$	$P(D_{Res} > 25 \text{ mm})$
<b>I</b>	Weibull	1,10 E-04	-
	Exponencial	-	1,05 E-03
<b>II</b>	Weibull	1,00 E-06	-
	Exponencial	-	6,22 E-03
<b>III</b>	Lognormal	9,00 E-06	-
	Exponencial	-	2,02 E-03

Em relação ao solo tipo I, a probabilidade de falha por deslocamentos máximos excessivos é da ordem de 10 (dez) vezes inferior à probabilidade de falha por deslocamentos residuais excessivos. Já em relação aos solos tipos II e III, a probabilidade de falha por deslocamentos máximos excessivos é da ordem de 1000 (mil) vezes inferior à probabilidade de falha por deslocamentos residuais excessivos.

### 5.8.2 FALHA EM UMA FUNDAÇÃO DE TORRE ESTAIADA

Segundo a Eq. 4.24, aplicando o limite uni-modal e combinando as probabilidades de falha para deslocamentos máximos e residuais excessivos para cada tipo de solo, são obtidos os seguintes valores para probabilidade de falha em cada fundação de estai conforme mostrado na Tab. 5.20. Os limites inferiores apresentam as probabilidades de falhas para variáveis perfeitamente correlacionadas e os limites superiores apresentam as probabilidades de falhas para variáveis estatisticamente independentes.

TABELA 5.20 Probabilidade de Falha de cada Fundação de Estai

SOLO	INTERVALO UNI-MODAL		
<b>I</b>	1,050 E-03	$\leq P_f \leq$	1,160 E-03
<b>II</b>	6,220 E-03	$\leq P_f \leq$	6,221 E-03
<b>III</b>	2,020 E-03	$\leq P_f \leq$	2,029 E-03

Por se tratar de sistema em série, pode ser verificada pelas grandezas envolvidas que o modo de falha deslocamento residual excessivo é dominante o que justifica a utilização do limite uni-modal adotado para cálculo dos limites de probabilidades de falha.

### 5.8.3 FALHA NAS FUNDAÇÕES DOS ESTAIS DE UMA TORRE ESTAIADA

Cada estai possui uma fundação tracionada que possui dois modos de falha avaliados neste trabalho. Cada torre estaiada apresenta por sua vez quatro estais.

Tomando por base a árvore de falha geral, apresentada anteriormente na Fig. 5.20 e a partir dos resultados obtidos no item anterior, será avaliada a probabilidade de falha nas fundações de uma torre estaiada (Fig. 5.31).

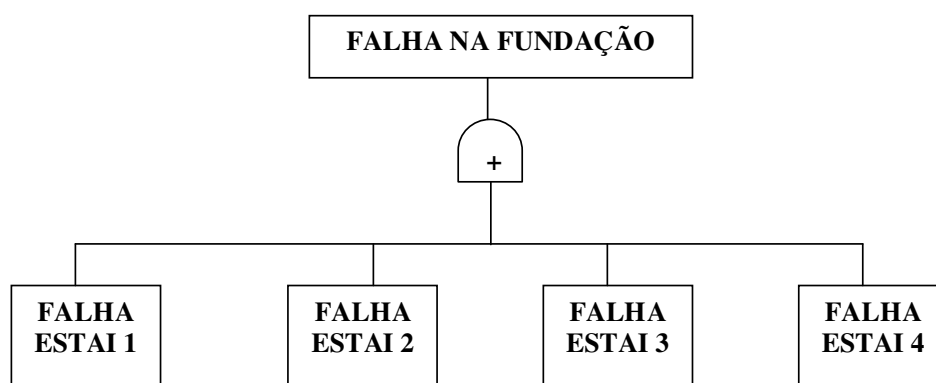


FIGURA 5.31 Falha nas Fundações dos Estais

Segundo a Eq. 4.24, aplicando o limite uni-modal e combinando as probabilidades de falha de cada fundação de estai para cada tipo de solo, são obtidos os seguintes valores para probabilidade de falha nas fundações dos estais de uma torre estaiada, para modos de falha perfeitamente correlacionados conforme mostrado na Tab. 5.21 e para modos de falha estatisticamente independentes conforme mostrado na Tab. 5.22.

Na Tab. 5.21, para modos de falha de deslocamentos máximos e residuais excessivos perfeitamente correlacionados, os limites inferiores apresentam as probabilidades de falhas para todas as fundações dos estais perfeitamente correlacionadas e os limites superiores apresentam as probabilidades de falhas para todas as fundações dos estais estatisticamente independentes.

TABELA 5.21 Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais  
Modos de Falha Perfeitamente Correlacionados

<b>SOLO</b>	<b>INTERVALO UNI-MODAL</b>		
<b>I</b>	1,050 E-03	$\leq P_f \leq$	1,160 E-03
<b>II</b>	6,220 E-03	$\leq P_f \leq$	6,221 E-03
<b>III</b>	2,020 E-03	$\leq P_f \leq$	2,029 E-03

Na Tab. 5.22, para modos de falha de deslocamentos máximos e residuais excessivos estatisticamente independentes, os limites inferiores apresentam as probabilidades de falhas para todas as fundações dos estais perfeitamente correlacionadas e os limites superiores apresentam as probabilidades de falhas para todas as fundações dos estais estatisticamente independentes.

TABELA 5.22 Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais  
Modos de Falha Estatisticamente Independentes

<b>SOLO</b>	<b>INTERVALO UNI-MODAL</b>		
<b>I</b>	4,193 E-03	$\leq P_f \leq$	4,631 E-03
<b>II</b>	2,465 E-02	$\leq P_f \leq$	2,465 E-02
<b>III</b>	8,056 E-03	$\leq P_f \leq$	8,091 E-03

Por se tratar de sistema em série, pode ser confirmado que pelas grandezas envolvidas, o modo de falha deslocamento residual excessivo é dominante o que justifica a utilização do limite uni-modal adotado para cálculo dos limites de probabilidades de falha.

Como resumo das probabilidades de falha de fundações de torres estaiadas é apresentado a Tab. 5.23 que é a combinação dos limites apresentados nas tabelas Tab 5.21 e Tab. 5.22.

TABELA 5.23 Probabilidade de Falha nas Fundações dos Estais

<b>SOLO</b>	<b>INTERVALO UNI-MODAL</b>		
<b>I</b>	1,050 E-03	$\leq P_f \leq$	4,631 E-03
<b>II</b>	6,220 E-03	$\leq P_f \leq$	2,465 E-02
<b>III</b>	2,020 E-03	$\leq P_f \leq$	8,091 E-03

A partir dos valores apresentados na Tab. 5.23, é verificado que os limites estão muito espaçados. Apesar da evidente presença de um modo de falha dominante isto já justificaria um novo trabalho calculando as probabilidades de falha através de limites bi-modais. Além do mais, sabemos que o Sistema LT (Fig. 5.19) apresenta vários componentes sujeitos a falha e quando for combinados todos os modos de falha estas amplitudes devem ser levadas em conta. Desta forma, algumas recomendações de trabalhos futuros citadas adiante se justificam levando em conta limites bi-modais e uma avaliação de mais componentes do sistema.

# 6

## SUMÁRIO, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 6.1 SUMÁRIO E CONCLUSÕES

No Sistema de Interligação Norte-Nordeste foram executados 471 (quatrocentos e setenta e um) ensaios de arrancamento em fundações tracionadas de torres estaiadas como critério de aprovação das fundações. Os limites adotados a partir da experiência dos profissionais envolvidos no projeto foram fixos e invariáveis.

O fato é que os resultados destes experimentos quando melhor explorados e avaliados em conjunto fornecem informações mais consistentes a respeito do empreendimento do que uma simples avaliação pontual.

O objetivo do presente trabalho foi exatamente definir a probabilidade de falha das fundações estaiadas deste sistema a partir dos resultados de deslocamentos máximos e residuais obtidos nos ensaios.

Inicialmente os dados dos ensaios foram separados em seis grupos (deslocamentos máximos e residuais para solos tipo I, II e III). Conjuntamente à separação dos dados, foi conduzido um aprofundamento teórico de projeto de Linha de Transmissão e dos conceitos e métodos de Confiabilidade Estrutural. Em seguida, para cada grupo foram plotados histogramas e por simples inspeção associadas distribuições de probabilidade correspondentes. Alguns grupos apresentaram mais de uma alternativa possíveis visualmente. Para sanar este impasse foi aplicado o teste de aderência do qui-quadrado e associada a cada grupo uma distribuição de probabilidade. A partir destas distribuições foram feitas as estimativas de parâmetros e calculadas as covariâncias e correlações entre modos de falha e entre as variáveis envolvidas. Em seguida, a partir dos limites fixos propostos foram definidas as probabilidades de falha para cada modo de falha e cada tipo de solo. A partir dos valores anteriores e da formulação de limites uni-modais foram calculadas as probabilidades de falha para cada fundação de estai e depois combinados os valores para definição da probabilidade de falha das fundações de todos os estais.

Os dois modos de falha de cada estai, deslocamentos máximos e residuais excessivos, apresentaram correlação positiva ( $\rho = 0,83, 0,84$  e  $0,82.$ , para solos tipo I, II e III, respectivamente), indicando que conhecendo o valor de um o outro pode ser encontrado diretamente. As figuras Fig. 5.27, 5.28 e 5.29 indicam visualmente esta correlação entre as variáveis.

O limite uni-modal foi utilizado para definição da probabilidade de falha apresentando limites inferiores para variáveis perfeitamente correlacionadas e limites superiores para variáveis estatisticamente independentes. O modo de falha deslocamento residual excessivo foi claramente identificado como dominante e sendo a princípio aceitável o limite uni-modal neste estudo.

Um fato a ser destacado é a excessiva importância dada em campo aos valores de deslocamentos máximos, uma vez que foi constatado neste trabalho que os deslocamentos residuais são dominantes para a determinação das probabilidades de falha. Diante deste domínio, surge também o questionamento de que o limite para deslocamentos residuais possa estar muito rigoroso. Em novos empreendimentos, uma melhor avaliação deste limite deverá ser levada em conta.

Valores de probabilidade de falha da ordem de E-03 são comuns para outros componentes estruturais já estudados em outros sistemas, sendo considerados satisfatórios em ordem de grandeza os valores encontrados.

As probabilidades de falha encontradas são referentes à falha de fundações de estais em três tipos de solo padronizados para este empreendimento. Os valores variaram entre 1,050 E-03 e 4,631 E-03 para solo tipo I, 6,220 E-03 e 2,465 E-02 para solo tipo II e 2,020 E-03 e 8,091 E-03 para solo tipo III. Os limites inferiores são para variáveis perfeitamente correlacionadas e os limites superiores para variáveis estatisticamente independentes.

O sistema LT possui componentes mecânicos e componentes elétricos que com o conhecimento de suas probabilidades de falha combinadas aos valores aqui encontrados acarretará na definição da probabilidade de falha do sistema LT.

A partir das constatações e conclusões precedentes alguns trabalhos interessantes serão propostos como consequência deste primeiro passo.



## 6.2 RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Segue lista de recomendações e sugestões de novos trabalhos:

- Avaliação probabilística dos dados de ensaios com determinação de distribuições de probabilidade para os deslocamentos das fundações (máximos e residuais), comparada a distribuições de probabilidade dos valores limites para os deslocamentos (máximos e residuais);
- Verificar probabilidades de falha adotando limites bi-modais para comparação com os limites uni-modais adotados neste trabalho;
- Realização de um estudo mais amplo de Confiabilidade Estrutural do Sistema LT, levando em consideração falha nos cabos, ferragens, isoladores, torres, fundações de torres autoportantes e mastros;
- Avaliação dos custos envolvidos ao longo da vida útil do sistema com vista à tomada de decisão dentre diversas oportunidades de investimentos;
- Utilizar simulação de Monte Carlo para a verificação da probabilidade de falha.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. T., LABEGALINI, P. R., LABEGALINI, J. A. e FUCHS, R. D. – *Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão*. Edgard Blücher, São Paulo, 528p, 1992.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Basic Principles*, Vol. I, New York , John Wiley & Sons, Inc., 1975.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, Risk and Reliability* Vol. II, New York , John Wiley & Sons, Inc., 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-5422: Projetos de Linhas Aéreas de Transmissão e Subtransmissão de Energia Elétrica*”, Rio de Janeiro, ABNT, (1985).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*”, Rio de Janeiro, ABNT, (2004).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR-6122: Projeto e execução de fundações”, Rio de Janeiro, ABNT, (1996).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR-8681: Ações e Segurança nas Estruturas”, Rio de Janeiro, ABNT, (1984).

AZEVEDO, R.C. *Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de Telecomunicação*. Dissertação de Mestrado UFMG. Belo Horizonte: 192p, 2004.

BORGES, J.R. e CASTANHETA, M. *Structural Safety*. Segunda edição. LNEC, 1971.

COMPANHIA ENERGÉTICA DE MINAS GERAIS – “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas: UHE Nova Ponte e UHE Miranda”, Belo Horizonte, CEMIG, (04/1994);

DANZIGER, F.A.B. e PINTO, C.P. *Parecer Geotécnico sobre as Fundações da LT 500 kV Tucuruí – Vila do Conde II*. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2003.

DINIZ, S.M.C. *A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas*. VI Simpósio EPUSP de Estruturas de Concreto, São Paulo, 2006.

FRANGOPOL, D.M e ESTES, A.C. *Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures*, Journal Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.10, p.1390-1401, 1997.

GALAMBOS, T. V. *Design Codes, Engineering Safety*. McGraw-Hill, p. 47-71, 1992.

GONTIJO, C. R., *Cálculo de Torres para Linhas de Transmissão*. Editora IEA. Belo Horizonte, 149p. 1994.

HACHICH, V.F., WOLLE, C.M. *Concepção de Obras de Fundações. Fundações: Teoria e Prática*. Hachich et al. editores. Ed. Pini, São Paulo, p. 693-721, 1996.

HACHICH, W. *Concepção de Obras de Fundações. Fundações: Teoria e Prática*. Hachich et al. editores. Ed. Pini, São Paulo, p. 197-208, 1996.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION – “IEC-60826 Ed. 3.0: *Design Criteria of Overhead Transmission Lines*”, África do Sul, IEC, (2003).

KULHAWY, F.H., TRAUTMANN, C.H. e HIRANY, A. – *Overview of Some EPRI Research for Transmission Line Structure Foundation*. ASCE, 2004.

LOPES, F.R., VELLOSO, D. *Concepção de Obras de Fundações. Fundações: Teoria e Prática*. Hachich et al. editores. Ed. Pini, São Paulo, p. 211-226, 1996.

MEDEIROS, W.B., DANZIGER, F.A.B. e PINTO, C.P. *Análise do Comportamento de Fundações para Estais a partir dos Testes de Carga do Sistema de Transmissão de Itaipu*. Anais, VII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica. Brasília, Grupo de Estudos de Linhas de Transmissão, 1984.

MELCHERS, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons, 1999.

MENEZES, RCR. *Estudos de Confiabilidade de Linhas de Transmissão Submetidas à Ação do Vento*. Dissertação de Mestrado UFRGS. Porto Alegre: 85p, 1988.

MENEZES, RCR. e SILVA, JBGF. 2000. “*On the variability of mechanical properties of materials for transmission line steel towers*”. Artigo revista ELECTRA Abril/2000 - CIGRÈ. França.

MENEZES, RCR. e SILVA, JBGF. “*Statistical analysis of structural data of transmission line steel towers*”. Artigo revista ELECTRA Junho/2003 - CIGRÈ. França, 2003.

SILVA, JBGF e SILVA, PRRL. *Cálculo de Torres para linhas de Transmissão*. Apostila, DEES-UFMG, Belo Horizonte, 1991.

THOFT-CHRISTENSEN, P. *On Reliability Based Optimal Design of Concrete Bridges*, Advanced Technologies in Structural Engineering, ASCE, 2000 (CD-ROM).

WONNACOTT, T.H. e WONNACOTT, R.J. *Introductory Statistics for Business and Economics*, Second Edition, John Wiley and Sons, 1977.

## **APÊNDICE**

### **CONCEITOS BÁSICOS DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA**

#### **INTRODUÇÃO**

Métodos quantitativos de modelagem, análises e avaliação são ferramentas da Engenharia moderna. Alguns destes métodos são bem elaborados e incluem sofisticados cálculos matemáticos, simulações computacionais e técnicas de otimização. Contudo, independentemente do nível de sofisticação dos modelos, são adicionados os modelos experimentais de laboratório, os quais se apresentam para idealizar hipóteses e condições; em consequência, as informações provindas destes modelos poderão refletir a realidade rigorosamente ou não.

No desenvolvimento dos projetos de engenharia, freqüentemente tomam-se decisões a despeito do grau de totalidade e qualidade da informação disponível. Portanto, estas decisões são formuladas sob condições de incerteza, no sentido de que a consequência de uma tomada de decisão não pode ser determinada com total confiança.

## EVENTOS

Muitos problemas em engenharia envolvem processos e fenômenos naturais inerentemente aleatórios. Por esses motivos, decisões requeridas nos processos de planejamento e projeto são tomadas sob condições de incerteza. Fenômenos aleatórios são caracterizados por observações experimentais que são invariavelmente diferentes de um experimento para outro (mesmo quando executados sob condições aparentemente idênticas). Existe usualmente uma faixa de valores medidos ou observados. Dentro desta faixa, alguns valores podem ocorrer com maior frequência que outros. Ou seja, ao contrário do conceito determinístico onde se considera uma única possibilidade, existe mais de uma possibilidade da ocorrência de um evento em relação a outros eventos.

Neste contexto, os problemas probabilísticos são quantificados como a medida da possibilidade de ocorrência de um evento em relação a eventos alternativos. A formulação de um problema probabilístico consiste na identificação do conjunto de todas as possibilidades, ou seja, o espaço de possibilidades (*Possibility Space*) do evento de interesse.

Em relação aos problemas probabilísticos, as seguintes características são observadas:

- Todo problema é definido com referência a um espaço de possibilidades específico (que contém mais de uma possibilidade). Os eventos compreendem uma ou mais possíveis ocorrências neste espaço de possibilidades;
- A probabilidade de um evento depende das probabilidades dos resultados individuais em um dado espaço de possibilidades, e pode ser deduzida a partir das possibilidades dos resultados básicos.

Um critério para estabelecer “medidas de probabilidade” dos vários resultados possíveis é necessário para calcular a probabilidade de um evento. Isto pode ser feito da seguinte forma:

- Com base em condições anteriores, ou através de deduções a partir de hipóteses;
- Com base em observações experimentais;
- Com base em condições anteriores e observações experimentais.

## **MATEMÁTICA DA PROBABILIDADE**

### **REGRA DA ADIÇÃO**

Para todo evento  $E$  em um espaço amostral  $S$ , existe uma probabilidade:

$$P(E) \geq 0 \quad ( A.1 )$$

Em segundo lugar, a probabilidade do evento certo  $S$  é:

$$P(E) = 1,0 \quad ( A.2 )$$



Dados  $E_1$  e  $E_2$  dois eventos distintos quaisquer. Eventos são ditos mutuamente exclusivos quando, por exemplo, a ocorrência do evento  $E_1$  impede a ocorrência do evento  $E_2$ , ou seja, a interseção entre os dois conjuntos resulta em evento impossível ( $E_1 \cap E_2 = \emptyset$ ).

Finalmente, a regra da adição para dois eventos  $E_1$  e  $E_2$  que são mutuamente exclusivos:

$$P(E_1 \cup E_2) = P(E_1) + P(E_2) \quad ( A.3 )$$

A Eq. A.3 pode ser generalizada caso os eventos  $E_1$  e  $E_2$  não sejam mutuamente exclusivos, então:

$$P(E_1 \cup E_2) = P(E_1) + P(E_2) - P(E_1 \cap E_2) \quad ( A.4 )$$

## PROBABILIDADE CONDICIONAL

A probabilidade de um evento pode depender da ocorrência (ou não ocorrência) de um outro evento. Caso esta dependência exista, a probabilidade associada é denominada “probabilidade condicional”.

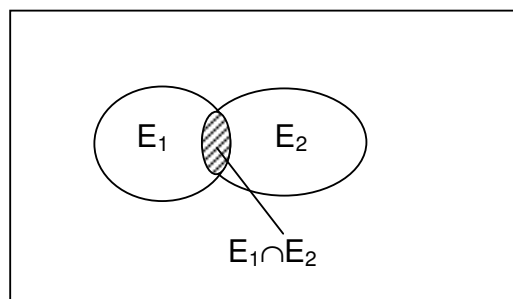


FIGURA A.1 Diagrama de Venn de dois conjuntos “ $E_1$ ” e “ $E_2$ ”.

No espaço amostral da Fig. A.1 acima, a probabilidade de  $E_1$  ocorrer dado que  $E_2$  tenha ocorrido é expressa por  $P(E_1 | E_2)$ .

A probabilidade de  $E_1$  estar contido em  $E_2$ , ou seja, a probabilidade de  $E_1$  ocorrer em um novo espaço amostral definido por  $E_2$ . Logo, obtém-se a probabilidade condicional de  $E_1$  na ocorrência de  $E_2$  como:

$$P(E_1 | E_2) = \frac{P(E_1 \cap E_2)}{P(E_2)} \quad ( A.5 )$$

A probabilidade condicional é simplesmente uma generalização da probabilidade de um evento. Quando se fala da probabilidade de um evento  $E$ , isto está implicitamente condicionado no espaço amostral  $S$ . De forma mais explícita, pode-se escrever  $P(E)$  como segue:

$$P(E | S) = \frac{P(E \cap S)}{P(S)} = P(E) \quad ( A.6 )$$

onde  $E \cap S = E$  e  $P(S) = 1,0$ .

Em outras palavras, condicionamento no espaço amostral  $S$  é presumido estar implícito, contudo, quando a probabilidade é condicionada em um outro evento que não seja o espaço amostral original, o reconstituído espaço amostral deve ser feito explicitamente.

## REGRA DA MULTIPLICAÇÃO

A probabilidade do evento interseção  $E_1 \cap E_2$  é obtida a partir da Eq. A.5 daí resultando:

$$P(E_1 \cap E_2) = P(E_1 | E_2) \times P(E_2) \quad ( A.7 )$$

$$P(E_1 \cap E_2) = P(E_2 | E_1) \times P(E_1) \quad ( A.8 )$$

Para  $E_1$  e  $E_2$  estatisticamente independentes, resulta:

$$P(E_1 \cap E_2) = P(E_1) \times P(E_2) \quad ( A.9 )$$

## TEOREMA DA PROBABILIDADE TOTAL

Às vezes a probabilidade de um evento  $A$  não pode ser determinada diretamente. Contudo, sua ocorrência é sempre acompanhada de outros eventos  $E_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , de modo que a probabilidade de  $A$  dependerá de qual dos eventos  $E_i$  ocorreu. Em tais casos, a probabilidade será uma probabilidade esperada (a média ponderada das probabilidades de  $E_i$ ). Na resolução de tais problemas o Teorema da Probabilidade Total é necessário.

Dois ou mais eventos são coletivamente exaustivos se a união destes constitui o espaço amostral em questão.

Considere-se  $n$  eventos mutuamente exclusivos e coletivamente exaustivos  $E_1, E_2, \dots, E_n$ ; tais que,  $E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_n = S$ . Logo, caso  $A$  também seja um evento no espaço amostral conforme Fig. A.2, tem-se:

$$A = A \cap S = A \cap (E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_n) = [(A \cap E_1) \cup (A \cap E_2) \cup \dots \cup (A \cap E_n)] \quad (\text{A.10})$$

Onde:  $A \cap E_1, A \cap E_2, \dots, A \cap E_n$ , também são mutuamente exclusivos como se pode comprovar no seguinte diagrama de Venn com quatro eventos:

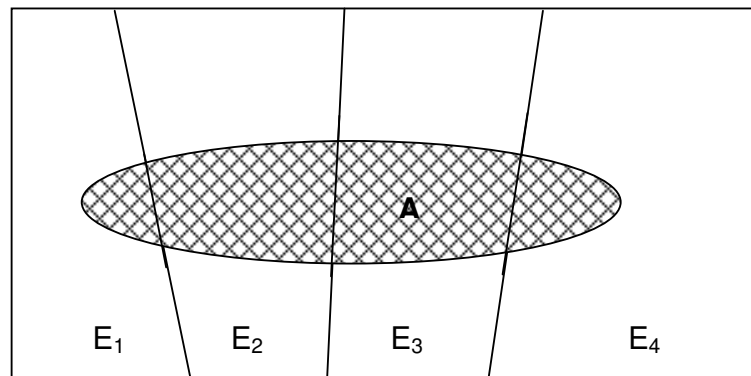


FIGURA A.2 Diagrama de Venn:  $A$  e  $E_1, E_2, \dots, E_n$ .

Logo,

$$P(A) = P(A \cap E_1) + P(A \cap E_2) + \dots + P(A \cap E_n) \quad (\text{A.11})$$

E em virtude da regra da multiplicação, obtém-se o Teorema da Probabilidade Total:

$$P(A) = P(A | E_1) \times P(E_1) + P(A | E_2) \times P(E_2) + \dots + P(A | E_n) \times P(E_n) \quad (\text{A.12})$$

Esta regra também pode ser escrita em relação a um evento condicional, ou seja, para este caso a probabilidade total será:

$$P(A|B) = P(A|E_1 \cap B) \times P(E_1|B) + P(A|E_2 \cap B) \times P(E_2|B) + \dots \\ + P(A|E_n \cap B) \times P(E_n|B) \quad ( A.13 )$$

## **ESTATÍSTICA APLICADA NA DESCRIÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS**

Em engenharia muitos fenômenos aleatórios de interesse são associados aos resultados numéricos de alguma grandeza física. Portanto, pode-se identificar numericamente os possíveis resultados de um fenômeno desta natureza. Em um projeto estrutural pode ser dito que a maioria das variáveis é aleatória, senão todas. Dispersões podem ser constatadas nas dimensões dos elementos estruturais e até nas propriedades mecânicas. Desta forma, sempre haverá uma probabilidade finita de ocorrerem falhas.

Torna necessária a avaliação do modo de variação de cada uma das variáveis, sendo definido um intervalo possível de valores no qual as variáveis possam assumir qualquer valor. Diante do exposto, para caracterizar uma variável aleatória, é necessário definir seu valor médio, medida de dispersão e respectiva distribuição de probabilidades. A seguir é apresentado o conceito das funções básicas de distribuição de probabilidade.

## DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE

De forma geral, as funções básicas a se considerar na análise de confiabilidade estrutural são as funções densidade de probabilidade (FDP) e as funções cumulativas de probabilidade (FCP). Essas funções avaliam, respectivamente, a probabilidade de que a variável assuma um valor dentro de um intervalo pré-definido e de que a variável assuma um valor menor ou igual a um valor de referência. Estas funções de probabilidade são expressas da seguinte maneira:

### FDP

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f_X(x) dx \quad ( A.14 )$$

### FCP

$$F_X(a) = \int_{-\infty}^a f_X(x) dx \quad ( A.15 )$$

onde  $X$  é a variável aleatória,  $a$  e  $b$  são os limites do intervalo considerado,  $f_X(x)$  é a função densidade de probabilidade e  $F_X(a)$  é a função cumulativa de probabilidade.

No contexto de espaços amostrais, grandezas são utilizadas na descrição de variáveis aleatórias e estas são descritas como a seguir:

- Média, valor médio ou esperado: no intervalo considerado, este é o valor mais provável que a variável aleatória poderá assumir.

$$E(X) = \mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} xf_x(x)dx \quad ( A.16 )$$

- Variância: mede a dispersão dos valores da variável em torno da média.

$$Var(X) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f_x(x)dx \quad ( A.17 )$$

- Desvio Padrão: também mede a dispersão dos valores da variável em torno da média.

$$\sigma_x = \sqrt{Var(X)} \quad ( A.18 )$$

Torna-se complicado definir com base apenas na variância ou no desvio padrão se é grande ou pequena a dispersão. No intuito de resolver este impasse, torna-se mais eficaz a utilização de uma medida relativa da dispersão para o valor central. Surge a idéia de coeficiente de variação como mostrado a seguir.

- Coefficiente de Variação: este coeficiente adimensional mede a dispersão dos valores da variável em relação à média de forma adimensional.

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (\text{ A.19 })$$

Uma outra propriedade útil de uma variável aleatória é a existência ou falta de simetria da distribuição de probabilidade, o grau associado e a direção da assimetria. Uma medida desta assimetria é o terceiro momento, ou

$$E(X - \mu_x)^3 = \int_{-\infty}^{\infty} (x_i - \mu_x)^3 f_x(x_i) dx \quad (\text{ A.20 })$$

Observa-se que  $E(X - \mu_x)^3$  será zero quando a distribuição de probabilidade for simétrica em relação à  $\mu_x$ ; caso contrário esta poderá ser positiva ou negativa. A assimetria de uma variável aleatória poderá ser designada como positiva ou negativa de acordo com o sinal do terceiro momento  $E(X - \mu_x)^3$  e a magnitude deste corresponde ao grau de simetria. Uma conveniente medida adimensional da assimetria se dá com o coeficiente de assimetria formulado a seguir:

$$\theta = \frac{E(X - \mu_x)^3}{\sigma_x^3} \quad (\text{ A.21 })$$

## VARIÁVEIS ALEATÓRIAS MÚLTIPLAS

Segundo ANG e TANG (1975), o conceito de uma variável aleatória e sua distribuição de probabilidade pode ser ampliado para duas ou mais variáveis aleatórias.



### DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE CONDICIONAL E CONJUNTA

Os valores de  $X$  e  $Y$  representam eventos. Existem probabilidades associadas com alguns pares de valores de  $x$  e  $y$ ; a probabilidade para todos os possíveis pares pode ser descrita com a função distribuição conjunta das variáveis aleatórias  $X$  e  $Y$ , definida como:

$$F_{X,Y}(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y) \quad ( A.22 )$$

Que é a probabilidade acumulada da ocorrência conjunta dos eventos identificados por  $X < x$  e  $Y < y$ . Para isso, a Função Distribuição Conjunta (FDC) deverá satisfazer o seguinte:

- (a)  $F_{X,Y}(-\infty, -\infty) = 0$  ;       $F_{X,Y}(\infty, \infty) = 1,0$   
 (b)  $F_{X,Y}(-\infty, y) = 0$  ;       $F_{X,Y}(\infty, y) = F_Y(y)$   
        $F_{X,Y}(x, -\infty) = 0$  ;       $F_{X,Y}(x, \infty) = F_X(x)$   
 (c)  $F_{X,Y}(x, y)$  é não-negativa e função não-decrescente de  $x$  e  $y$ .

Se as variáveis aleatórias  $X$  e  $Y$  são discretas, a distribuição de probabilidade pode também ser descrita como a “Função Massa de Probabilidade Conjunta” (FMPC), a qual é simplesmente:

$$p_{X,Y}(x, y) = P(X = x, Y = y) \quad ( A.23 )$$

Logo, a função distribuição será:

$$F_{X,Y}(x, y) = \sum_{\{x_i \leq x, y_j \leq y\}} p_{X,Y}(x_i, y_j) \quad (A.24)$$

A qual é simplesmente a soma de probabilidades associadas com todos os pares de pontos  $(x_i, y_j)$  no subconjunto  $\{x_i \leq x; y_j \leq y\}$ .

A probabilidade de  $(X = x)$  pode depender dos valores de  $Y$ , ou vice-versa; em virtude da Eq. A.5, tem-se a “Função Massa de Probabilidade Condicional”:

$$p_{X|Y}(x | y) \equiv P(X = x | Y = y) = \frac{P_{X,Y}(x,y)}{p_Y(y)} \quad (A.25)$$

Se  $p_Y(y) \neq 0$ . Similarmente, se  $p_X(x) \neq 0$ :

$$p_{Y|X}(y | x) = \frac{P_{Y,X}(y,x)}{p_X(x)} \quad (A.26)$$

A FMP de uma variável aleatória individual pode ser obtida de uma FMPC aplicando o teorema da probabilidade total (Eq. A.12), tem-se a FMP marginal de  $X$  como:

$$p_X(x) = \sum_{\text{todoy}_j} P(X = x | Y = y) P(Y = y_j) = \sum_{\text{todoy}_j} P(X = x, Y = y_j)$$

$$\therefore p_X(x) = \sum_{\text{todoy}_j} p_{X,Y}(x, y_j) \quad (A.27)$$

Da mesma forma, também tem-se:

$$\therefore p_Y(y) = \sum_{\text{todas } x_i} p_{X,Y}(x_i, y) \quad (\text{ A.28 } )$$

Se as variáveis aleatórias  $X$  e  $Y$  são estatisticamente independentes (significando que os eventos  $X = x$  e  $Y = y$  são estatisticamente independentes),

$$p_{X|Y}(x|y) = p_X(x) \quad \text{e} \quad p_{Y|X}(y|x) = p_Y(y)$$

Com isso, a Eq. A.23 passará a ser escrita da seguinte forma, para eventos estatisticamente independentes:

$$p_{X,Y}(x, y) = p_X(x)p_Y(y) \quad (\text{ A.29 } )$$

Se as variáveis aleatórias  $X$  e  $Y$  são contínuas, a distribuição de probabilidade pode também ser descrita com a Função Densidade de Probabilidade Conjunta, a qual pode ser definida como:

$$f_{X,Y}(x, y)dxdy = P(x < X \leq x + dx, y < Y \leq y + dy) \quad (\text{ A.30 } )$$

Logo,

$$F_{X,Y}(x, y) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y f_{X,Y}(u, v) \, dv \, du \quad (\text{ A.31 } )$$

Caso a derivada parcial existir:

$$f_{X,Y}(x, y) = \frac{\partial^2 F_{X,Y}(x, y)}{\partial x \partial y} \quad (\text{ A.32 } )$$

E também:

$$P(a < X \leq b, c < Y \leq d) = \int_a^b \int_c^d f_{X,Y}(u, v) dv du \quad (A.33)$$

Analogamente à Eq.A.26, a função densidade condicional de  $X$  dado  $Y$ , é:

$$f_{X|Y}(x|y) = \frac{f_{X,Y}(x, y)}{f_Y(y)} \quad (A.34)$$

Entretanto, no geral,

$$\begin{aligned} f_{X,Y}(x, y) &= f_{X|Y}(x|y)f_Y(y) \\ &\text{ou} \\ f_{X,Y}(x, y) &= f_{Y|X}(y|x)f_X(x) \end{aligned} \quad (A.35)$$

Contudo, se  $X$  e  $Y$  são estatisticamente independentes, ou seja:

$$f_{X|Y}(x|y) = f_X(x) \quad \text{e} \quad f_{Y|X}(y|x) = f_Y(y), \quad \text{logo:}$$

$$f_{X,Y}(x, y) = f_X(x)f_Y(y) \quad (A.36)$$

Aplicando o Teorema da Probabilidade Total, as funções densidade marginais são obtidas e mostradas a seguir:

$$f_X(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{X|Y}(x|y)f_Y(y)dy = \int_{-\infty}^{\infty} f_{X,Y}(x, y)dy \quad (A.37)$$

E similarmente,

$$f_Y(y) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{X,Y}(x,y) dx \quad (\text{ A.38 } )$$

### COVARIÂNCIA E CORRELAÇÃO

O segundo momento conjunto de  $X$  e  $Y$  é:

$$E(X,Y) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} xy f_X(x) f_Y(y) dx dy \quad (\text{ A.39 } )$$

E se  $X$  e  $Y$  são estatisticamente independentes, a Eq. A.39 será devido à Eq. A.36:

$$\begin{aligned} E(X,Y) &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} xy f_X(x) f_Y(y) dx dy = \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \int_{-\infty}^{\infty} y f_Y(y) dy = E(X)E(Y) \end{aligned} \quad (\text{ A.40 } )$$

O segundo momento conjunto em relação às médias  $\mu_X$  e  $\mu_Y$  é a covariância de  $X$  e  $Y$ ; que é:

$$Cov(X,Y) = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)] = E(XY) - E(X)E(Y) \quad (\text{ A.41 } )$$

Observando a Eq. A.40,  $Cov(X,Y) = 0$  se  $X$  e  $Y$  são estatisticamente independentes. Caso a  $Cov(X,Y)$  for grande e positiva, os valores de  $X$  e  $Y$  tendem a ser ambos grandes ou ambos pequenos em relação às suas médias, enquanto que se  $Cov(X,Y)$  for grande e negativa, os

valores de  $X$  tendem a ser grandes enquanto os valores de  $Y$  são pequenos; e vice-versa, em relação às suas respectivas médias; e se  $Cov(X, Y)$  é pequena ou igual a zero, não existirá ou existirá uma pequena relação linear entre os valores de  $X$  e  $Y$ .

Portanto, a  $Cov(X, Y)$  é uma medida do grau de relação entre as variáveis  $X$  e  $Y$ . Para este propósito, contudo, é preferível usar a covariância normalizada ou coeficiente de correlação, o qual é definido como se segue:

$$\rho = \frac{Cov(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad ( A.42 )$$

Os valores de “ $\rho$ ” se encontram no seguinte intervalo:

$$-1 \leq \rho \leq +1 \quad ( A.43 )$$

## **SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO**

Segundo ANG e TANG (1975), simulação é o processo de reprodução do mundo real em um conjunto de hipóteses e modelos. Isto pode ser executado de forma teórica ou experimental. Na prática, em simulações teóricas é usual sua execução na forma numérica; que passa a ser uma ferramenta muito prática devido ao grande avanço computacional. Tal como métodos experimentais, a simulação numérica pode ser usada para obtenção de dados (simulados) adicionais aos existentes. Em efeito, simulação teórica é um método de “experimento numérico ou computacional”.

Para fins de engenharia, simulações podem ser aplicadas para prever ou estudar a performance e/ou resposta do sistema. Com um conjunto prescrito de valores para os parâmetros de um sistema (ou variáveis de projeto), o processo de simulação fornece uma medida específica do seu desempenho. Com repetidas simulações, a sensibilidade da performance do sistema pode ser examinada e avaliada para variações nos parâmetros. Através deste procedimento, simulações podem ser usadas para comparações entre projetos alternativos ou determinar projetos otimizados.

A simulação de Monte Carlo é requerida para problemas envolvendo variáveis aleatórias com distribuições de probabilidade conhecidas (ou assumidas). Isto envolve repetidos processos de simulação, usando em cada uma destas um conjunto particular de valores das variáveis aleatórias, gerados de acordo com a distribuição de probabilidade correspondente. Através de repetições do processo, uma amostra de soluções é obtida, cada uma correspondendo aos diferentes conjuntos de valores das variáveis aleatórias. Uma amostra de simulação de Monte Carlo é similar a uma amostra de observações experimentais. Portanto, os resultados de simulações de Monte Carlo podem ser tratados estatisticamente. Estes resultados também podem ser apresentados em forma de histogramas, e os métodos de inferência e estimativas estatísticas são aplicáveis. Por estas razões, monte Carlo é também uma técnica de amostragem, e como tais compartilham dos mesmos problemas da teoria de amostragem; ou seja, os resultados estão sujeitos também a erros amostrais. Geralmente, soluções de Monte Carlo de amostras finitas não são “exatas” (a menos que a amostra seja infinitamente grande).

Uma das principais tarefas na simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios de distribuições de probabilidades prescritas; para um dado conjunto de números aleatórios gerados, o processo de simulação é determinístico.

A simulação de Monte Carlo é basicamente um experimento amostral cujo objetivo é estimar a distribuição de resultados possíveis da variável de interesse, com base em uma ou mais variáveis de entrada, que se comportam de acordo com alguma distribuição estipulada.